

# **REFORÇO DE SOLOS DE FUNDAÇÃO COM COLUNAS DE JET GROUTING ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICOS**

**DANIELA ALEXANDRA OLIVEIRA MARQUES**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES**

---

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

FEVEREIRO DE 2008

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

*A vida é a arte de tirar conclusões suficientes a partir de premissas insuficientes*

*Samuel Butler*



## **AGRADECIMENTOS**

Deseja a autora expressar o seu agradecimento a todos os que de algum modo contribuíram para a concretização do presente trabalho, em especial:

- Ao Prof. Doutor José Leitão Borges, orientador desta tese, pela inexcedível disponibilidade e apoio, pelo interesse e entusiasmo que sempre demonstrou durante a elaboração da mesma;
- Aos meus colegas e amigos, pelo companheirismo, pela amizade e pela partilha de conhecimentos que contribuíram para tornar este trabalho melhor e esta tarefa mais leve;
- Aos meus Pais, pela oportunidade e liberdade ao longo de todo o caminho que culmina com este trabalho. Aos meus irmão, pela generosidade com que tornam a minha vida mais fácil; e, especialmente, por sermos assim, uns para os outros.



## **RESUMO**

A presente dissertação pretende contribuir para um melhor conhecimento da técnica de reforço de solos moles com colunas de jet grouting encabeçadas por plataformas de transferência de carga com geossintéticos, bem como do seu comportamento evolutivo no tempo resultante do processo de consolidação associado a um carregamento exterior materializado pela construção de um aterro.

Esta técnica construtiva é uma das mais adequadas em obras de aterro sobre solos moles, tanto do ponto de vista técnico como económico, quando se pretende que a construção do aterro seja rápida e os assentamentos da estrutura mínimos.

Pretende-se, através de um estudo numérico, investigar as interações coluna-solo-geossintético e compreender os mecanismos de transferência de carga no sistema.

É apresentada uma revisão bibliográfica, que contempla a descrição dos fundamentos associados aos métodos de dimensionamento e aos mecanismos de transferência de carga desenvolvidos numa obra com esta concepção estrutural, da tecnologia de jet grouting e da caracterização dos geossintéticos.

É utilizado um programa de cálculo bidimensional, baseado no método dos elementos finitos, que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânica-hidráulica (extensão da teoria de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. Para a modelação do comportamento do solo utiliza-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q- $\theta$ ). Com a utilização deste modelo, estuda-se numericamente um problema base, recorrendo ao conceito de célula unitária. O comportamento da obra é analisado tanto durante a construção do aterro como no período pós-construtivo.

Posteriormente, realizam-se diversas análises paramétricas com o objectivo de perceber a importância de alguns parâmetros no comportamento global da obra, designadamente a altura do aterro, o módulo de deformabilidade das colunas, a rigidez à tracção do geossintético e o espaçamento entre as colunas de jet grouting.

Finalmente, enunciam-se algumas conclusões de carácter geral decorrentes do trabalho desenvolvido.

**PALAVRAS-CHAVE:** reforço de solos moles, colunas de jet grouting, geossintéticos, modelação numérica, consolidação, efeito de arco.





## **ABSTRACT**

The aim of this work is to contribute for a better understanding of the geotechnical performance of geosynthetic-reinforced and jet-grouting column-supported embankments over soft soils, as well as their time-dependent behaviour determined by the consolidation process.

This technique is one of the most adequate solutions in embankments on soft soil, both in technical and economical terms, when the main purpose is to construct the embankment rapidly and to obtain low settlements (Han and Garb, 2002).

A numerical study is carried out in order to analyse the column-soil-geosynthetic interactions and understand the load transfer mechanisms in the problem.

A bibliographical revision, which describes the formulations of the design methods and of the load transfer mechanisms in this kind of structures, as well as the jet-grouting and geosynthetic technologies, is presented.

A computer program, based on the finite element method, is used. The program incorporates the Biot consolidation theory (coupled formulation of the flow and equilibrium equations) and soil constitutive relations simulated by the  $p-q-\theta$  critical state model. An illustrative case is studied with the program, using the unit cell formulation. The problem is analysed both during and after the construction period.

In addition, parametric studies were performed in order to understand the influence of several parameters on the illustrative case, namely the height of the embankment fill, the column modulus, the geosynthetic stiffness and the column spacing.

Finally, general conclusions are put forward and some avenues for further investigation are indicated.

**KEYWORDS:** soft soil reinforcement, jet-grouting columns, geosynthetics, numerical modelling, consolidation, soil arching.



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	iii
ABSTRACT .....	v

## 1. INTRODUÇÃO ..... 1

## 2. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA.....3

### 2.1. HISTÓRIA DOS ATERROS SOBRE COLUNAS.....3

### 2.2. CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....5

### 2.3. APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS EM ATERROS .....7

### 2.4. TIPOS DE COLUNAS .....7

### 2.5. PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA.....9

#### 2.5.1. PTC CONVENCIONAL GRANULAR NÃO-REFORÇADA .....9

#### 2.5.2. PTC EM BETÃO (RÍGIDA) .....9

#### 2.5.3. PTC COM GEOSSINTÉTICO FUNCIONANDO COMO MEMBRANA (CABO, CATENÁRIA).....9

#### 2.5.4. PTC EM VIGA FLEXÍVEL REFORÇADA COM GEOSSINTÉTICOS (MÉTODO DE COLLIN).....10

### 2.6. REFORÇO COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICOS FUNCIONANDO COMO MEMBRANA (CATENÁRIA)..... 11

#### 2.6.1. MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA .....11

#### 2.6.2. MODELOS DE EFEITO DE ARCO.....11

##### 2.6.2.1. Teoria de efeito de arco de Terzaghi .....13

##### 2.6.2.2. Fórmula de Marston (BS8006) .....13

##### 2.6.2.3. Fórmula de Hewlett e Randolph.....15

##### 2.6.2.4. Método de Guido .....16

##### 2.6.2.5. Método Nórdico .....17

##### 2.6.2.6. Método Alemão .....17

### 2.7. FACTOR DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES.....18

### 2.8. CÁLCULO DA FORÇA DE TRACÇÃO NO REFORÇO .....18

### 2.9. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ATERROS SOBRE COLUNAS REFORÇADOS COM PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA .....20

<b>2.10. RESISTÊNCIA DO SOLO MOLE .....</b>	<b>20</b>
<b>2.11. ANÁLISE NUMÉRICA DE ATERROS REFORÇADOS COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICOS .....</b>	<b>21</b>
 <b>3. JET GROUTING .....</b>	 <b>23</b>
<b>3.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>23</b>
<b>3.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE JET GROUTING.....</b>	<b>23</b>
3.2.1. EQUIPAMENTO .....	24
3.2.2. PROCEDIMENTO .....	25
3.2.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE JET GROUTING.....	25
<b>3.3. SISTEMAS DE JET GROUTING .....</b>	<b>26</b>
<b>3.4. PARÂMETROS DE PROCEDIMENTO .....</b>	<b>31</b>
<b>3.5. CARACTERÍSTICAS DO TERRENO TRATADO .....</b>	<b>32</b>
3.5.1. DIMENSÃO DAS COLUNAS.....	32
3.5.2. RESISTÊNCIA MECÂNICA DO MATERIAL TRATADO .....	33
3.5.3. DEFORMABILIDADE .....	34
3.5.4. PERMEABILIDADE .....	34
 <b>4. GEOSSINTÉTICOS .....</b>	 <b>35</b>
<b>4.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>35</b>
<b>4.2. MATERIAIS E TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS .....</b>	<b>35</b>
<b>4.3. CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS .....</b>	<b>37</b>
<b>4.4. FUNÇÕES .....</b>	<b>39</b>
4.4.1. DRENAGEM.....	40
4.4.2. FILTRAGEM .....	40
4.4.3. SEPARAÇÃO.....	40
4.4.4. PROTECÇÃO .....	40
4.4.5. REFORÇO .....	40
<b>4.5. PROPRIEDADES .....</b>	<b>41</b>
<b>4.6. COLOCAÇÃO EM OBRA .....</b>	<b>43</b>
<b>4.7. REFORÇO DE SOLOS .....</b>	<b>43</b>
4.7.1. GEOSSINTÉTICOS USADOS NO REFORÇO DE SOLOS.....	43
4.7.2. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS GEOSSINTÉTICOS.....	44

<b>5. ESTUDO BASE</b>	49
<b>5.1. INTRODUÇÃO</b>	49
<b>5.2. MODELO NUMÉRICO</b>	49
5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	49
5.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS	50
5.2.3. COMPORTAMENTO CONSTITUTIVO DOS SOLOS/MODELO P-Q- $\theta$	51
<b>5.3. ESTUDO BASE</b>	54
5.3.1. INTRODUÇÃO	54
5.3.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE	54
5.3.3. ANÁLISE DE RESULTADOS	58
5.3.3.1. Introdução	58
5.3.3.2. Deslocamentos	59
5.3.3.3. Tensões	67
5.3.3.4. Assentamentos. Comparação com o problema não reforçado	67
<b>6. ANÁLISES PARAMÉTRICAS</b>	89
<b>6.1. INTRODUÇÃO</b>	89
<b>6.2. INFLUÊNCIA DA ALTURA DO ATERRO</b>	90
6.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	90
6.2.2. DESLOCAMENTOS	91
6.2.3. FACTOR DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES	94
6.2.4. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO	94
6.2.5. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO	95
6.2.6. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA	96
6.2.7. COEFICIENTE DE REDUÇÃO DE ASSENTAMENTOS	97
6.2.8. NÍVEIS DE TENSÃO	98
6.2.9. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS	99
<b>6.3. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DAS COLUNAS</b>	100
6.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	100
6.3.2. DESLOCAMENTOS	101
6.3.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO	103
6.3.4. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO	104

6.3.5. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA .....	104
6.3.6. NÍVEIS DE TENSÃO.....	105
6.3.7. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS .....	106
<b>6.4. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À TRACÇÃO DO GEOSSINTÉTICO .....</b>	<b>107</b>
6.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	107
6.4.2. DESLOCAMENTOS .....	108
6.4.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO .....	111
6.4.4. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO .....	111
6.4.5. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA .....	112
6.4.6. NÍVEIS DE TENSÃO.....	112
6.4.7. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS .....	113
<b>6.5. INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS .....</b>	<b>114</b>
6.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	114
6.5.2. DESLOCAMENTOS .....	114
6.5.3. FACTOR DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES .....	117
6.5.4. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO .....	118
6.5.5. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO .....	118
6.5.6. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA .....	119
6.5.7. NÍVEIS DE TENSÃO.....	120
6.5.8. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS .....	121
<b>6.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>123</b>
 <b>7. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	 <b>125</b>
 <b>8. BIBLIOGRAFIA.....</b>	 <b>129</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Aplicações da plataforma de transferência de carga sobre colunas (adaptado de Han e Garb, 2002) .....	4
Fig.2.2 – Aterro reforçado com colunas encabeçadas por geossintético .....	6
Fig.2.3 – Percentagem de área de cobertura das estacas para aterros construídos sobre estacas (Han e Garb, 2002) .....	6
Fig.2.4 – Diferentes tipos de plataformas de transferência de carga: (a) PTC granular não-reforçada; (b) PTC reforçada em betão armado; (c) PTC com geossintético funcionando como membrana (em Catenária); e (d) PTC em viga flexível reforçada com geossintéticos (adaptado de Abdullah (2006)).	11
Fig.2.5 – Mecanismo de transferência de carga num aterro reforçado com colunas encabeçadas por geossintéticos (adaptado de Han e Garb, 2002) .....	12
Fig.2.6 – Transferência da carga através do geossintético entre colunas adjacentes numa célula unitária na BS8006 (Russell e Pierpoint 1997) .....	15
Fig.2.7 – Modelo de Hewlett e Randolph (Hewlett e Randolph, 1988) .....	16
Fig.2.8 – Diagrama de carga e tracção no geossintético, de acordo com a teoria da membrana (Abdullah, 2006) .....	19
Fig.2.9 – Força de tracção no reforço sob um aterro de solo de densidade média (adaptado de Jones et al., 1990).....	21
Fig.3.1 – a) Diagrama esquemático da técnica de jet grouting em diferentes fases; b) Pormenores da extremidade da vara (Carreto, 1999) .....	24
Fig.3.2 – Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (Carreto, 1999).....	26
Fig.3.3 – Sistemas tradicionais de jet grouting: jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Layne Construction) .....	27
Fig.3.4 – Pormenores da parte inferior da vara para os três sistemas de jet grouting (adaptado de Carreto, 1999): a) jacto simples; b) jacto duplo; c) jacto triplo .....	28
Fig.3.5 – Limites máximo e mínimo do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes (Carreto, 1999) .....	33
Fig.3.6 – Limites máximo e mínimo do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos (Carreto, 1999) .....	33
Fig.4.1 – Classificação dos geossintéticos (Quaresma, 1992) .....	37
Fig.4.2 – Geomembrana (Sieira, 2003).....	37
Fig.4.3 – Geotêxtil (Sieira, 2003).....	38
Fig.4.4 – Geocompósito (Sieira, 2003) .....	38
Fig.4.5 – Geogrelhas extrudidas, (a) unidireccional; (b) bidireccional (Sieira, 2003) .....	39
Fig.4.6 – Geogrelhas soldadas (Sieira, 2003).....	39
Fig.4.7 – Geogrelhas tecidas (Sieira, 2003).....	39

Fig.4.8 – Comportamento à tracção de diferentes geotêxteis (McGown et al., 1981) .....	44
Fig.4.9 – Curvas tracção-deformação de geossintéticos: a) geotêxteis tecidos e não tecidos (McGown et al., 1982); b) geogrelhas uniaxiais e biaxiais (Yeo, 1985).....	45
Fig.4.10 – Influência da velocidade de deformação no comportamento mecânico dos geossintéticos (Andrews et al., 1984).....	46
Fig.4.11 – Influência da temperatura no comportamento mecânico dos geossintéticos (Andrews et al., 1984).....	46
Fig.4.12 – Influência da tensão de confinamento no comportamento mecânico dos geossintéticos (Andrews et al., 1984).....	47
Fig.5.1 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas-deslocamentos e 3 incógnitas-excesso de pressão neutra; b) 12 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excesso de pressão neutra .....	51
Fig.5.2 – a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- $\theta$ no espaço das tensões principais efectivas; b) superfícies de cedência do modelo p-q- $\theta$ (no referencial p,q); c) endurecimento (trajectória de tensões 1-2); d) amolecimento (trajectória de tensões 3-4) (Borges, 1995).....	53
Fig.5.3 – Representação esquemática do problema a estudar.....	55
Fig.5.4 – Representação esquemática da célula unitária .....	55
Fig.5.5 – Malha de elementos finitos (ao longo do processo construtivo) .....	56
Fig.5.6 – Resultados de 5 ensaios de tracção simples (Sieira, 2003) .....	58
Fig.5.7 – Configuração das deformadas ao fim de 2 semanas (final da construção), 56 semanas, 2,6 e 14,7 anos .....	59
Fig.5.8 – Evolução temporal do assentamento médio na coluna de jet grouting e no solo, para a profundidade $z=0m$ .....	60
Fig.5.9 – Assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro ( $z=0m$ ), em função do tempo decorrido .....	60
Fig.5.10 – Assentamento na base do aterro ( $z=0$ ), durante a construção .....	61
Fig.5.11 – Assentamento na base do aterro ( $z=0$ ) no período pós-construtivo .....	61
Fig.5.12 – Evolução temporal do assentamento no centro da coluna ( $x=0$ ), na interface coluna-solo ( $x=0,6m$ ), no solo ( $x=0,7m$ ) e na periferia da célula ( $x=2,15m$ ), para a profundidade $z=0m$ .....	62
Fig.5.13 – Evolução temporal do assentamento no centro da coluna ( $x=0$ ), na periferia da célula ( $x=2,15m$ ) e a evolução do assentamento diferencial entre elas, para a profundidade $z=0m$ .....	63
Fig.5.14 – Deslocamento vertical para 3 instantes de tempo diferentes (4semanas, 9semanas e 14,7 anos): a) na interface coluna/solo ( $x=0,6m$ ); b) no alinhamento $x=2,15m$ (periferia da célula) .....	64
Fig.5.15 – Deslocamentos verticais no final da construção para profundidades $z=0$ , $z=0,1m$ , $z=0,5m$ , $z=1,0m$ , $z=2,0m$ .....	65
Fig.5.16 – Deslocamentos verticais no final da consolidação para profundidades $z=0$ , $z=0,1m$ , $z=0,5m$ , $z=1,0m$ , $z=2,0m$ .....	65



Fig.5.17 – Evolução ao longo do tempo dos assentamentos máximos à superfície do aterro (z=2m), sobre a coluna e sobre o solo, e assentamento diferencial entre a coluna e o solo .....	66
Fig.5.18 – Excessos de pressão neutra durante a construção .....	67
Fig.5.19 – Excessos de pressão neutra após a construção .....	69
Fig.5.20 – Acréscimos de tensão efectiva vertical, $\sigma'_y$ , ao longo do período de consolidação .....	70
Fig.5.21 – Incrementos de tensão efectiva vertical na base do aterro (z=0m), durante: a) a construção do aterro; b) após a construção do aterro .....	72
Fig.5.22 – Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade de 0,5m, durante: a) a construção do aterro; b) após a construção do aterro .....	73
Fig.5.23 – Incrementos de tensão efectiva vertical a uma profundidade de 1.0m: a) durante a construção do aterro; b) após a construção .....	74
Fig.5.24 – Evolução da tensão tangencial ao longo da interface coluna/solo, no final da consolidação .....	75
Fig.5.25 – Evolução do factor de concentração de tensões em profundidade, no final da consolidação .....	76
Fig.5.26 – Evolução do factor dos acréscimos de tensão efectiva vertical na coluna e no solo em profundidade, no final da consolidação .....	77
Fig.5.27 – Evolução do factor de concentração de tensões em profundidade, no período pós-construtivo .....	78
Fig.5.28 – Evolução ao longo do tempo do factor de concentração de tensões para a base do aterro, z=0m .....	78
Fig.5.29 – Níveis de tensão durante a construção do aterro .....	79
Fig.5.30 – Níveis de tensão após a construção do aterro .....	80
Fig.5.31 – Níveis de tensão em função da distância radial, para diversos instantes de tempo após a construção e a uma profundidade de z=0m .....	81
Fig.5.32 – Níveis de tensão em função da distância radial, para diversos instantes de tempo após a construção e a uma profundidade de z=1.0m .....	82
Fig.5.33 – Cruzetas de tensões efectivas no final da consolidação .....	83
Fig.5.34 – Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco durante a construção .....	84
Fig.5.35 – Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco após a construção .....	84
Fig.5.36 – Força de tracção no geossintético para o final da consolidação, em função da distância radial .....	85
Fig.5.37 – Extensão no geossintético para o final da consolidação, em função da distância radial .....	85
Fig.5.38 – Evolução no tempo do coeficiente de eficácia do sistema de reforço: a) durante a construção; b) após a construção .....	87
Fig.5.39 – Assentamentos médios na base do aterro ao longo do tempo para situações com e sem reforço (colunas de jet grouting e geossintético) .....	88

Fig.5.40 - Assentamentos máximo na base do aterro ao longo do tempo para situações com e sem reforço (colunas de jet grouting e geossintético).....	89
Fig.6.1 – Assentamentos máximos no final da consolidação, na base do aterro sobre, o solo mole e sobre a coluna, para as diferentes alturas de aterro.....	91
Fig.6.2 – Assentamentos diferenciais máximos no final da consolidação, na base do aterro, para as diferentes alturas de aterro.....	92
Fig.6.3 – Evolução temporal do assentamento máximo na coluna de jet grouting, para as diferentes alturas de aterro.....	92
Fig.6.4 – Evolução temporal do assentamento máximo do solo na base do aterro, para as diferentes alturas de aterro.....	93
Fig.6.5 – Evolução da percentagem de assentamento máximo na base do aterro em relação ao assentamento máximo final, para as diferentes alturas de aterro .....	93
Fig.6.6 – Factor de concentração de tensões, no final da consolidação, na base do aterro, para as diferentes alturas de aterro.....	94
Fig.6.7 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para as diferentes alturas de aterro .....	95
Fig.6.8 – Força máxima de tracção no geossintético, no final da consolidação, para as diferentes alturas de aterro.....	95
Fig.6.9 – Coeficiente de eficácia do sistema, no final da consolidação, para as diferentes alturas de aterro.....	96
Fig.6.10 – Coeficiente de redução do assentamento máximo, no final da consolidação, para as diferentes alturas de aterro.....	97
Fig.6.11 – Níveis de tensão no final da construção, para as diferentes alturas de aterro .....	98
Fig.6.12 – Níveis de tensão no final da consolidação, para as diferentes alturas de aterro.....	99
Fig.6.13 – Excessos de pressão neutra no final da construção, para as diferentes alturas de aterro	100
Fig.6.14 – Assentamentos máximos no final da consolidação, na base do aterro sobre o solo mole e sobre a coluna, para diferentes deformabilidades da coluna.....	101
Fig.6.15 – Assentamentos diferenciais máximos no final da consolidação, na base do aterro, para diferentes deformabilidades da coluna.....	102
Fig.6.16 – Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro, para diferentes valores de deformabilidade da coluna.....	102
Fig.6.17 – Evolução temporal dos assentamentos máximos na coluna, para diferentes valores de deformabilidade da coluna .....	103
Fig.6.18 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna .....	103
Fig.6.19 – Força máxima de tracção no geossintético, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna.....	104
Fig.6.20 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna.....	105

Fig.6.21 – Níveis de tensão no final da construção, para diferentes deformabilidades da coluna .....	105
Fig.6.22 – Níveis de tensão no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna ..	106
Fig.6.23 – Excessos de pressões neutras no final da construção, para diferentes deformabilidades da coluna .....	107
Fig.6.24 – Assentamentos máximos no final da consolidação, na base do aterro sobre o solo mole e sobre a coluna, para diferentes valores de rigidez do geossintético .....	109
Fig.6.25 – Assentamentos diferenciais máximos no final da consolidação, na base do aterro, para diferentes valores de rigidez do geossintético .....	109
Fig.6.26 – Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro, para os diferentes valores de rigidez do geossintético .....	110
Fig.6.27 – Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na coluna, para os diferentes valores de rigidez do geossintético .....	110
Fig.6.28 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez do geossintético.....	111
Fig.6.29 – Força máxima de tracção no geossintético, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez do geossintético .....	111
Fig.6.30 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez do geossintético .....	112
Fig.6.31 – Influência da rigidez do geossintético sobre os níveis de tensão mobilizados no final da construção: a) cálculo J1; b) cálculo J2; c) cálculo J3; d) cálculo J4; e) cálculo J0; f) cálculo J5 .....	112
Fig.6.32 – Influência da rigidez do geossintético sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação: a) cálculo J1; b) cálculo J2; c) cálculo J3; d) cálculo J4; e) cálculo J0; f) cálculo J5....	113
Fig.6.33 – Influência da rigidez do geossintético sobre os excessos de pressão neutra no final da construção: a) cálculo J1; b) cálculo J2; c) cálculo J3; d) cálculo J4; e) cálculo J0; f) cálculo J5 .....	114
Fig.6.34 – Assentamentos máximos no final da consolidação, na base do aterro sobre o solo mole e sobre a coluna, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária.....	115
Fig.6.35 – Assentamentos diferenciais máximos no final da consolidação, na base do aterro, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária.....	115
Fig.6.36 – Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária.....	116
Fig.6.37 – Evolução temporal dos assentamentos máximos na coluna de jet grouting, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária.....	116
Fig.6.38 – Evolução da percentagem de assentamento em função do tempo, para diferentes diâmetros da célula unitária .....	117
Fig.6.39 – Factor de concentração de tensões, no final da consolidação, na base do aterro, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária.....	117
Fig.6.40 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária .....	118

Fig.6.41 – Força máxima de tracção no geossintético, no final da consolidação, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária.....	119
Fig.6.42 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária.....	119
Fig.6.43 – Influência do espaçamento entre colunas sobre os níveis de tensão mobilizados no final da construção: a) cálculo L1; b) cálculo L0; c) cálculo L2; d) cálculo L3; e) cálculo L4.....	120
Fig.6.44 – Influência do espaçamento entre colunas sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação: a) cálculo L1; b) cálculo L0; c) cálculo L2; d) cálculo L3; e) cálculo L4 .....	121
Fig.6.45 – Influência do espaçamento entre colunas sobre os excessos de pressões neutras no final da construção: a) cálculo L1; b) cálculo L0; c) cálculo L2; d) cálculo L3; e) cálculo L4.....	122
Fig.6.46 – Evolução da percentagem do assentamento máximo durante a construção do aterro, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária .....	123

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Diferentes tipos de estacas/colunas passíveis de serem usadas no reforço de aterros (adaptado de Collin 2004) .....	8
Quadro 2.2 – Coeficiente de arco para plataformas de transferência de carga em aterros reforçados .....	14
Quadro 3.1 – Equipamento utilizado nos procedimentos dos três principais sistemas jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Carreto, 1999) .....	27
Quadro 3.2 – Sistemas de jet grouting. Principais características (adaptado de Carreto, 1999) .....	29
Quadro 3.3 – Síntese da análise comparativa dos sistemas (Carreto, 1999) .....	30
Quadro 3.4 – Valores limites dos parâmetros do jet grouting. Sistemas de jacto simples, duplo e triplo (Carreto, 1999) .....	31
Quadro 4.1 – Propriedades dos polímeros sintéticos, para um peso idêntico (John, 1987) .....	36
Quadro 4.2 – Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações (adaptado de Koerner, 1998) .....	41
Quadro 4.3 – Exigências operacionais e funcionais de maior relevância para as funções correntes (Lopes, 1992) .....	42
Quadro 5.1 – Características da argila e do material de aterro .....	57
Quadro 5.2 – Coeficientes de impulso em repouso ( $K_0$ ) e de sobreconsolidação da argila (OCR) .....	57
Quadro 5.3 – Características do jet grouting .....	58
Quadro 6.1 – Síntese dos cálculos efectuados no estudo paramétrico .....	90
Quadro 6.2 – Rigidez à tracção do geossintético .....	108



## **SÍMBOLOS E ABREVIATURAS**

A – área da coluna de jet grouting

CRA – coeficiente de redução de assentamentos

d – largura da coluna

E - módulo de elasticidade

$E_{50\%}$  - módulo de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão simples

FC – factor de concentração de tensões

FCT – factor de Concentração de Tensões

f – coeficiente de eficácia do sistema de reforço

G – módulo de deformabilidade distorcional

H – altura do aterro

IGS – Sociedade Internacional de Geossintéticos

J – rigidez à tracção do geossintético

JET1 – sistema de jacto simples

JET2 – sistema de jacto duplo

JET3 – sistema de jacto triplo

$K_0$  – coeficiente de impulso em repouso

$K_p$  – coeficiente de impulso passivo

$k_x, k_y$  – coeficientes de permeabilidade segundo as direcções x e y

L – distância entre os apoios

M – declive da linha de estados críticos no referencial p-q

n – factor de melhoramento

N – parâmetro do modelo (p,q,θ) correspondente ao volume específico do solo sujeito a uma tensão p igual à unidade

p – tensão média efectiva

PTC – plataforma de transferência de carga

q – tensão de desvio

– tensão vertical sobre o geossintético

$Q_c$  – carga suportada por uma coluna

$Q_t$  – carga total do aterro na célula unitária

OCR – grau de sobreconsolidação

RPTCG – reforço através de uma plataforma de transferência de carga com geossintéticos

SL – nível de tensão

s – assentamento

$T$  – força de tracção no geossintético

$t$  – espessura do geossintético

$x, y, z$  – coordenadas cartesianas

$w$  – carga uniformemente distribuída aplicada no reforço

$y$  – flecha máxima

$\Phi'$  – ângulo de atrito interno definido em termos de tensões efectivas

$\delta$  – assentamento máximo na base do aterro

$\gamma$  – peso específico total

$\Gamma$  – parâmetro do modelo  $(p, q, \theta)$  correspondente ao volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão  $p$  igual à unidade

$\nu$  – coeficiente de Poisson

$\nu'$  – coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas

$\lambda$  – declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial  $(\ln p, \nu)$

$\varepsilon$  – deformação

$\varepsilon_q$  – deformação distorcional

$\varepsilon_v$  – deformação volumétrica

$\varepsilon_m$  – extensão média

$\rho$  – coeficiente de efeito de arco

$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$  – tensões principais efectivas (máxima, intermédia e mínima)

$\sigma_g$  – tensão vertical no geossintético

$\sigma_c$  – tensão vertical no topo da coluna

$\sigma_s$  – tensão vertical na superfície do solo mole

$\tau$  – tensão tangencial

$\theta$  – invariante das tensões







## INTRODUÇÃO

Em resultado do crescimento económico e social das populações, a ocupação crescente das áreas superficiais em muitos países tem obrigado à utilização de maciços com fracas características geotécnicas como fundação de aterros, o que coloca, em geral, diversos constrangimentos à engenharia geotécnica. Estes constrangimentos estão relacionados com a dificuldade de garantir a segurança relativamente à estabilidade global e com a existência de assentamentos (totais e diferenciais) que se processam lentamente no tempo e assumem valores elevados a longo prazo.

Confrontados com estes problemas, os engenheiros geotécnicos desenvolveram diversas técnicas construtivas com o objectivo de obviar os inconvenientes levantados pela execução das obras em questão. Entre elas encontram-se a técnica de pré-carga ou sobrecarga temporal, o emprego de materiais leves no corpo do aterro, a remoção-substituição do solo mole, o reforço com geossintéticos, a utilização de drenos verticais (geodrenos ou drenos de areia), o reforço com colunas de brita, a construção do aterro por fases, a construção de bermas laterais, o reforço com colunas “rígidas” e plataformas de transferência de carga sobre colunas, etc..

As vantagens do método de reforço de solos moles através de plataformas de transferência de carga sobre colunas prendem-se essencialmente com a redução significativa dos assentamentos totais e diferenciais, tanto na base como no topo do aterro, e com a possibilidade de construção da superestrutura numa etapa única, evitando intervalos de tempo prolongados. As plataformas de transferência de carga podem incluir, ou não, geossintéticos. A consideração destes materiais no sistema de reforço aumenta a eficiência da transferência de carga, reduzindo consideravelmente a percentagem de área de cobertura por colunas necessária para assegurar a transmissão de esforços (Rathmayer, 1975), minimiza a cedência do solo sobre as colunas e reduz potencialmente os assentamentos totais e diferenciais.

Diversos tipos de colunas podem ser usados no sistema de reforço com plataformas de transferência de carga, designadamente estacas de betão pré-fabricadas, estacas de aço, colunas de madeira, colunas de jet grouting, etc.. A técnica de jet grouting é uma técnica de injeção de solos relativamente recente, que tem encontrado nos últimos anos uma grande aceitação um pouco por todo o Mundo (inclusive em Portugal) em virtude da sua versatilidade e competitividade face a outras soluções de colunas.

Por se tratar de uma técnica relativamente recente, muitos aspectos do comportamento das plataformas de transferência de carga com geossintéticos sobre colunas não estão ainda completamente explicados, não obstante o contributo importante para este assunto de trabalhos recentes (Abdullah, 2006; Gangakhedkar, 2004; Han e Garb, 2002 e Rao, 2006).

Com o presente trabalho pretende-se contribuir para um melhor conhecimento do comportamento de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintético.

Através de um estudo numérico são investigadas as interações solo mole–aterro–geossintético-coluna de jet grouting, procurando-se compreender de que forma se processam as transferências de carga para os elementos de reforço, as distribuições de tensões, a evolução dos deslocamentos, assim como avaliar as grandezas interpretativas do funcionamento da obra, tais como o factor de concentração de tensões e os coeficientes de efeito de arco, eficácia do reforço e redução dos assentamentos. É investigada a influência no comportamento do sistema de alguns parâmetros considerados importantes (análises paramétricas).

No Capítulo 2 apresenta-se uma breve revisão bibliográfica sobre os fundamentos associados aos métodos de dimensionamento e aos mecanismos de transferência de carga desenvolvidos numa obra com esta concepção estrutural. São apresentados os diferentes tipos de plataformas de transferência de carga, sendo aprofundada a descrição da plataforma constituída por apenas uma camada de geossintético funcionando como membrana (cabo ou catenária), aplicada no problema em estudo nesta dissertação.

No Capítulo 3 é realizada uma breve descrição dos diversos aspectos da técnica de injeção de solos jet grouting em geral, e das características do solo tratado, em particular.

No Capítulo 4 descrevem-se diversos aspectos de carácter geral relativos aos geossintéticos e à sua utilização no desempenho das funções de reforço.

No Capítulo 5 é utilizado um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos (desenvolvido por Borges, 1995), que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânica-hidráulica (extensão da teoria de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. Para a modelação do comportamento do solo utiliza-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q- $\theta$ ).

Com o programa de elementos finitos, é simulado o comportamento de um aterro sobre solos moles reforçado com colunas de jet grouting encabeçadas por um geossintético, com recurso ao conceito de célula unitária (comportamento axissimétrico), que constitui o problema base. O estudo compreende a análise do comportamento da obra, quer durante o período de construção, quer durante o período pós-construção até à total dissipação dos excessos de pressão neutra induzidos pelo carregamento. Os factores que controlam o comportamento do aterro são analisados.

O Capítulo 6 é dedicado a estudos paramétricos, tendo por base o problema analisado no Capítulo 5, por forma a esclarecer da influência de determinados parâmetros no comportamento da obra. Analisa-se a influência da altura do aterro, do espaçamento entre colunas, da rigidez do geossintético e da deformabilidade das colunas. Avalia-se de que forma a variação de cada parâmetro influencia os estados de tensão e os deslocamentos e as transferências de carga no sistema, assim como a eficácia do reforço em cada situação.

Por fim, no Capítulo 7 enunciam-se algumas conclusões julgadas pertinentes.

## 2

# **ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA**

### **2.1. HISTÓRIA DOS ATERROS SOBRE COLUNAS**

A construção de aterros sobre estacas ocorreu pela primeira vez há aproximadamente 70 anos, na Suécia, na construção de uma estrada. Nos países Escandinavos os aterros sobre estacas eram bastante usados desde a década de 60 como uma alternativa à construção de pontes ou à utilização de drenos de areia (Rathmayer, 1975). De facto, o Regulamento do National Swedish Road Board em 1983 recomendava já o uso de estacas na construção de aterros sobre solos moles com mais de 6 metros de profundidade (Holmberg, 1978).

Na década de 60 a tecnologia mais utilizada para o reforço de aterros era a de estacas de madeira, pouco espaçadas entre si, com pilares inclinados nas extremidades para fazer face ao impulso lateral induzido pelo aterro (Abdullah, 2006).

Mais tarde, surgem as estacas com maciço de encabeçamento, que as dotava de uma maior área à superfície e que permitia reduzir o intervalo de solo carregado entre colunas e, desta forma, aumentar o espaçamento entre elas (Abdullah, 2006).

A ideia de usar geossintéticos sob aterros apoiados em estacas adveio da dificuldade de instalação de estacas inclinadas em argilas moles até ao maciço resistente. Este método provou ser eficaz na prevenção da instabilidade horizontal do aterro. O trabalho então desenvolvido por Holtz e Massarsch (1976) foi pioneiro e uma referência nesta área, apesar de, hoje em dia, a aplicação do geossintético no reforço de aterros sobre colunas não se dever já à dificuldade de instalação das colunas inclinadas.

Reid e Buchanan (1984) documentaram que a técnica de reforço de aterros sobre colunas com geossintéticos foi aplicada para prevenir assentamentos diferenciais entre um aterro sobre um solo mole e o encontro de uma ponte sobre estacas profundas. Os trabalhos de Jones (1990) no Reino Unido culminaram com a introdução dos aterros sobre estacas reforçados com geossintético na British Standard BS8006, em 1995.

Em aterros sobre solos moles, os geossintéticos são geralmente o material de reforço das plataformas de transferência de carga, contudo o reforço não é limitado somente a geossintéticos. Da mesma forma, as estacas não são o único sistema de fundação possível; outros tipos de colunas, como as

colunas de betão, *geopiers*, colunas de cal/cimento, colunas de *jet grouting*, etc., têm sido aplicados neste tipo de obras com resultados muito satisfatórios.

Os geossintéticos mais usados são as geogrelhas, devido à sua resistência e propriedades de interacção com o solo granular. Os geotêxteis de alta resistência também podem ser usados.

As aplicações mais ajustadas para as plataformas de transferência de carga sobre colunas são:

- Aterros sobre solos moles;
- Aterros de aproximação a encontros de pontes sobre fundações profundas;
- Aterros relativamente baixos nos quais o efeito de arco não se desenvolve completamente;
- Novos aterros adjacentes a aterros ou estruturas já existentes;
- Apoio de muros de contenção em solos moles;
- Apoio de reservatórios de armazenamento.

A Fig.2.1 mostra algumas situações onde a plataforma de transferência de carga de geossintético de reforço de aterros sobre colunas é usada.

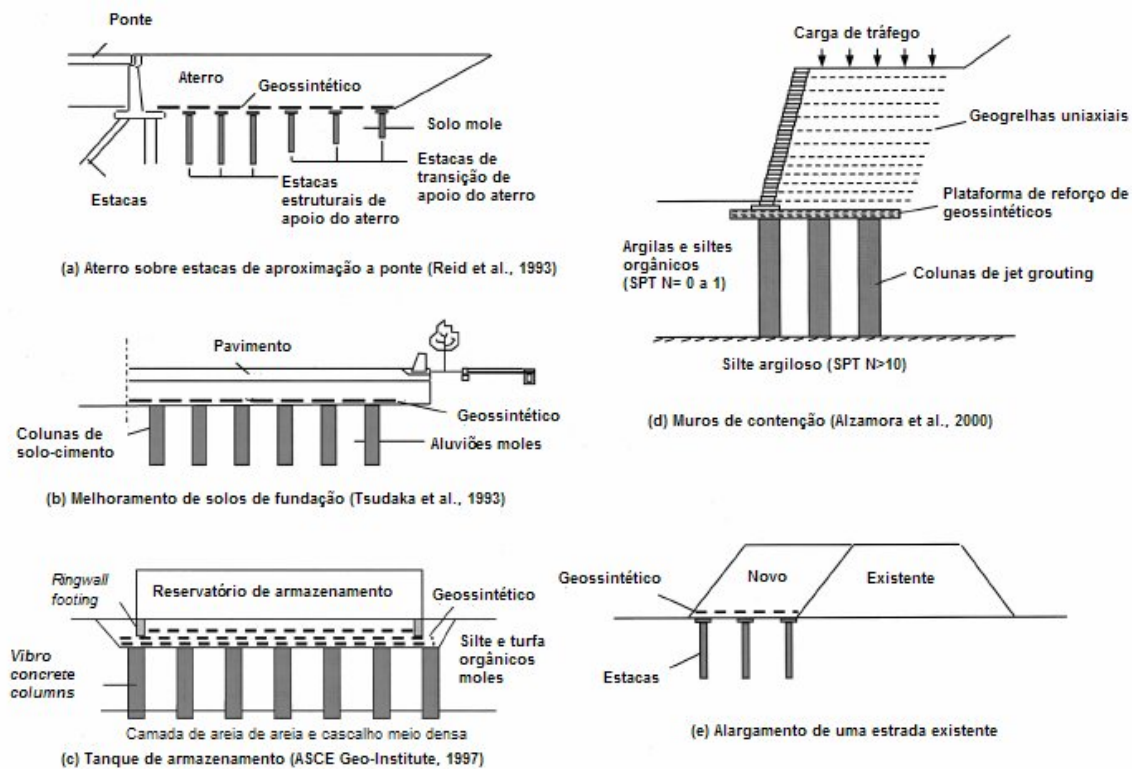


Fig.2.1 – Aplicações da plataforma de transferência de carga sobre colunas (adaptado de Han e Gabr, 2002)

## **2.2. CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES**

A construção de aterros sobre solos argilosos moles é um desafio para a engenharia geotécnica. Entre os principais problemas decorrentes deste tipo de obra estão: a capacidade de carga do solo, grandes deslocamentos laterais, e assentamentos total e diferencial excessivos, muitas vezes não compatíveis com os assentamentos admissíveis (Abdullah, 2006; Rao, 2006).

Existem vários métodos que permitem minimizar o impacto dos factores que podem levar à rotura pelos modos anteriormente mencionados. Os métodos mais comuns são (Abdullah, 2006):

- Pré-carregamento, para melhoramento das propriedades do solo;
- Drenos verticais em conjugação com pré-carga, de modo a acelerar o processo de consolidação do solo;
- Substituição de uma parte ou da totalidade do solo mole por materiais granulares;
- Utilização de materiais leves no corpo do aterro, para aliviar as cargas no subsolo;
- Reforço horizontal do aterro através de geossintéticos e outros elementos de reforço, de maneira a aumentar a estabilidade;
- Fundações com colunas ou estacas;
- Fundação com colunas/estacas reforçadas por uma plataforma de transferência de carga de geossintético.

A todos os métodos são inerentes vantagens e inconvenientes. Há métodos rápidos mas associados a custos muito elevados, e métodos menos dispendiosos, mas que acarretam um longo período de tempo até surtirem os efeitos desejados. Outra das questões que se coloca é a da aplicabilidade; nem todas as soluções permitem obter os mesmos resultados e nem todos os projectos têm as mesmas imposições. Contudo, a solução óptima para cada situação não se resume à componente unicamente técnica, económica ou de tempo, será sempre o resultado da ponderação destes factores com aspectos construtivos e de disponibilidade de maquinaria e mão-de-obra.

Os métodos de pré-carga ou sobrecarga temporal acompanhada, ou não, da introdução de drenos verticais no terreno requerem um tempo de espera, associado ao processo de consolidação do solo. No caso das fundações com estacas, o processo de construção é relativamente rápido, contudo comporta custos muito elevados.

O sistema de reforço através de uma plataforma de transferência de carga com geossintéticos (RPTCG) sobre colunas/estacas é considerado uma boa solução de engenharia (Fig. 2.2). É um método relativamente recente e que se está a tornar cada vez mais popular. Este método é uma modificação do método convencional de reforço de aterros com estacas, que utiliza somente o efeito de arco do material granular do aterro para transferir as cargas do aterro para as colunas.

Os geossintéticos têm uma resistência à tracção muito elevada, que falta ao solo (Gangakhedkar, 2004). A inclusão do reforço de geossintético na base do aterro permite uma maior transmissão das cargas para as colunas o que, consequentemente, se traduz numa redução das cargas transmitidas ao solo de fundação; assim, os assentamentos diferenciais entre as colunas e o solo de fundação são também minimizados. Se a carga transmitida ao solo de fundação é menor, o espaçamento entre as colunas que suportam o aterro pode ser maior, o que torna o custo total do sistema mais baixo (Abdullah, 2006).

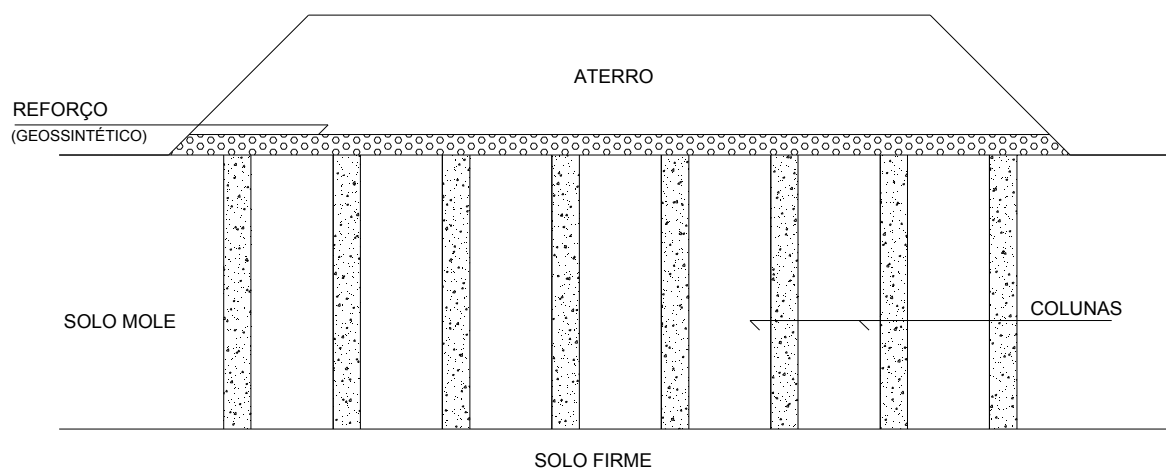


Fig.2.2 – Aterro reforçado com colunas encabeçadas por geossintético

Vários estudos mostram que a aplicação do reforço de geossintéticos reduz a percentagem de área de cobertura das estacas relativamente ao sistema sem geossintético (Han e Gabr, 2002; Gangakhedkar, 2004). A percentagem de cobertura é definida como a área de colunas em relação à área plana da base do aterro. Nos sistemas de estacas convencionais, a percentagem de área coberta varia entre 50% e 70% (Han e Gabr, 2002). A percentagem de cobertura de estacas (ou dos maciços de encabeçamento das estacas) necessária para um sistema com reforço é reduzida para um intervalo entre 10 e 25% (Love e Milligan, 2003). A Figura 2.3 mostra a percentagem de cobertura de estacas com o sistema de RPTCG em comparação com o sistema convencional.

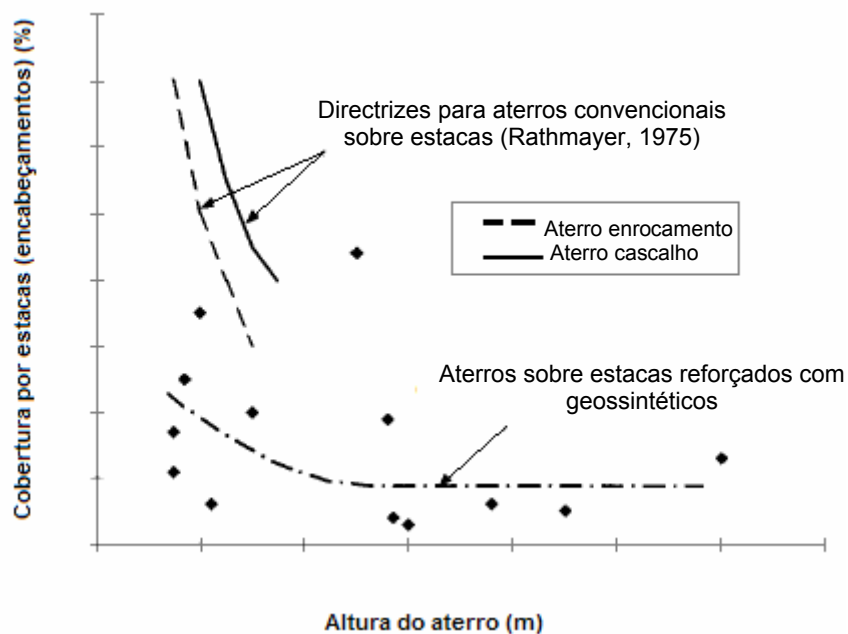


Fig.2.3 – Percentagem de área de cobertura das estacas para aterros construídos sobre estacas (Han e Gabr, 2002)



## **2.3. APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS EM ATERROS**

A Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS) define os geossintéticos como “elementos planos, produzidos a partir de polímeros sintéticos ou naturais, e utilizados em combinação com solo, rocha e/ou outros materiais geotécnicos como parte integral de um projecto, estrutura ou sistema em engenharia civil” (Sieira, 2003).

A aplicação de geossintéticos em obras de engenharia tem experimentado um crescimento apreciável nos últimos tempos. Este crescimento tem sido acompanhado por uma melhor compreensão do comportamento destes materiais, nomeadamente dos fenómenos de interacção entre o geossintético e o solo, e a sua expansão no mercado justifica-se pelas vantagens técnicas e económicas associadas à sua utilização.

Segundo Veldhuijzen (1986), os Holandeses, em 1953, foram os primeiros a usar geossintéticos em aterros, para aumentar a capacidade de carga na reconstrução de diques destruídos na sequência de uma borrasca. Holtz e Massarsch (1976) foram os primeiros a usar geossintéticos na execução de plataformas de transferência de carga na base de aterros sobre colunas, em 1975.

Gradualmente, os geossintéticos foram adquirindo novas funções no reforço de solos em diversas obras de engenharia. No caso das plataformas de transferência de carga, Lawson (1995), sugere que os geossintéticos são usados habitualmente em duas situações; funcionando como membrana (cabo ou catenária) e como reforço em viga flexível (ver à frente, Figura 2.4).

O papel do geossintético nas plataformas de transferência de carga sob aterros é o de transferir as cargas para as colunas servindo de ponte nos espaços entre elas. O reforço mobiliza também uma reacção ao impulso horizontal do aterro, sendo assim eliminada a necessidade de estacas inclinadas nas extremidades do aterro (Abdullah, 2006).

O uso de reforço na base do aterro pode aumentar a capacidade de carga no intervalo entre 30 e 50%, dependendo do tipo de solo (Rogbeck et al. 2003).

## **2.4. TIPOS DE COLUNAS**

As colunas são uma parte integrante do sistema RPTCG. Recebem as cargas transferidas tanto pelo efeito de arco como através do geossintético e transferem-nas para o solo firme. O seu papel no sistema de reforço é assim de minimizar o assentamento do aterro, pois se as cargas são transmitidas para as colunas não irão solicitar o solo mole (pelo menos não na totalidade), e também o de minimizar o deslocamento lateral por corte no solo de fundação (Abdullah, 2006).

Os sistemas de estacas pré-fabricadas, como as estacas de madeira, aço, betão pré-fabricado, betão pré-esforçado, etc., podem ser usadas tanto nos sistemas convencionais de reforço de aterros como nos sistemas RPTCG. Contudo, estas estacas têm sido progressivamente substituídas por sistemas de colunas executadas “in situ”. A maioria destas colunas tem uma profundidade de penetração limitada, pelo que a sua aplicação fica reduzida aos casos em que a profundidade do estrato mole é menor que 12 m ou, em solos moles mais profundos, quando são admissíveis assentamentos com valores elevados (Abdullah, 2006). Estas colunas têm normalmente rigidez mais baixa que as estacas tradicionais – entre 30 e 100MPa para as colunas e 7000 a 210000MPa para as estacas (Collin, 2004). Em muitos dos métodos actuais de análise e projecto de aterros a contribuição do solo mole para suportar o peso do aterro é ignorada, pelo que nesses casos as colunas são dimensionadas para suportar a carga total do aterro. O Quadro 2.1 apresenta uma lista de tipos de colunas que podem ser usadas para o suporte de aterros reforçados com o sistema RPTCG.

A opção por colunas em detrimento das estacas tradicionais tem algumas vantagens (Abdullah, 2006; Gangakhedkar, 2004; Rao, 2006):

- Com a maioria das colunas não são necessários encabeçamentos pois a coluna tem à partida uma área suficiente, ou caso isso não se verifique, há a possibilidade de aumentar o diâmetro próximo do topo da coluna. Isto repercute-se numa poupança de tempo e dinheiro;
- Como normalmente as colunas são menos rígidas que as estacas, a distribuição de tensões e a diferença de assentamentos entre o solo de fundação e o topo da coluna não será tão elevado como no caso das estacas; desta forma a força de tracção e a tensão no reforço são menores;
- As colunas que têm um diâmetro menor podem não ser capazes de suportar grandes cargas. Neste caso, contudo, serão colocadas pouco espaçadas, funcionando como um conjunto e não necessitando de encabeçamentos.

Quadro 2.1 – Diferentes tipos de estacas/colunas passíveis de serem usadas no reforço de aterros (adaptado de Collin 2004)

ESTACA/COLUNA	INTERVALO DE CAPACIDADE DE CARGA (kN)	COMPRIMENTOS HABITUAIS (m)	DIÂMETRO HABITUAL (cm)
Estacas de madeira	100 - 500	5 - 20	30 – 55
Estacas de aço H	400 – 2000	5 - 30	15 – 30
Estacas de aço tubulares	800 - 2500	10 - 40	20 – 120
Estacas de betão pré-fabricadas	400 - 1000	10 - 15	25 - 60
<i>Cast-in-place concrete shell (mandrel driven)</i>	400 – 1400	3 - 40	20 - 45
<i>Shell driven without mandrel</i>	500 - 1350	5 - 25	30 – 45
Estacas <i>Auger cast</i>	350 – 700	5 - 15	30 - 40
Microestacas	300 - 1000	20 - 30	15 - 25
Colunas “Soil mix”	400 - 1200	10 - 30	60 – 300
Colunas de brita	100 - 500	3 – 10	45 - 120
<i>Geotextile encased column</i>	300 - 600	3 - 10	80 - 150
<i>Geopier</i>	130 - 650	3 - 8	60 - 90
<i>Vibro concrete column</i>	200 - 600	3 - 10	45 - 60

## **2.5. PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA**

De acordo com Abdullah (2006) há quatro tipos de plataformas de transferência de carga (PTC) para reforço de aterros sobre colunas:

- PTC convencional granular não-reforçada;
- PTC em betão (rígida);
- PTC com geossintético funcionando como membrana (cabo, catenária);
- PTC em viga flexível reforçada com geossintéticos.

A Fig.2.4 ilustra os esquemas estruturais das diferentes PTC. Segue-se a descrição de cada delas:

### **2.5.1. PTC CONVENCIONAL GRANULAR NÃO-REFORÇADA**

Num aterro convencional sobre estacas, a transferência de carga realiza-se essencialmente através da mobilização do efeito de arco no material granular que constitui o aterro. Como não há reforço, todo o peso do solo por baixo do arco é suportado pelo solo mole. Em consequência, desenvolvem-se tensões no solo mole que resultam não só em deslocamentos verticais, mas também laterais nas extremidades do aterro. Para prevenir os deslocamentos laterais são instalados pilares inclinados nessas extremidades. É necessário que o aterro tenha uma altura superior à do arco, de forma a minimizar os assentamentos à superfície. A altura do arco é função da distância livre entre os encabeçamentos das estacas. Daí a vantagem de colocar no topo das estacas o maciço de encabeçamento, pois permite aumentar o espaçamento entre elas. Nos aterros convencionais sobre estacas, a percentagem de área dos encabeçamentos em relação à área plana da base do aterro varia entre 50% a 70% (Han e Gabr 2002).

### **2.5.2. PTC EM BETÃO (RÍGIDA)**

Esta plataforma de transferência de carga é geralmente constituída por uma laje de betão armado betonada sobre as colunas. A laje é projectada como uma laje plana e rígida, sendo dada especial atenção à resistência ao punçoamento nos apoios nas colunas (principalmente quando se trata de colunas muito rígidas como é o caso das estacas), tendo em conta que todas as cargas, incluindo o peso próprio da laje, são transmitidas directamente às colunas. Não se desenvolve nenhum efeito de arco no aterro, pelo que o material que constitui o aterro não é importante, desde que se trate de um material adequado para o formar. A espessura da laje é função do espaçamento das colunas, da altura do aterro e de eventuais sobrecargas, assumindo normalmente valores entre os 0,30 e os 0,50m de espessura (Abdullah, 2006).

Esta solução é já pouco usual em virtude do elevado custo da sua execução.

### **2.5.3. PTC COM GEOSSINTÉTICO FUNCIONANDO COMO MEMBRANA (CABO, CATENÁRIA)**

A plataforma de transferência de carga em catenária é constituída por uma ou, no máximo, duas camadas de geossintético, colocadas a alguma distância sobre as colunas. A plataforma é constituída por material granular, que normalmente constitui também o aterro. O ângulo de atrito do material deve ser maior ou igual a 30° (Abdullah, 2006).

O reforço comporta-se como um elemento estrutural. Os métodos de dimensionamento de PTC Britânico, Alemão e Nórdico são baseados na teoria dos cabos ou método da catenária. Este método baseia-se nos seguintes princípios:

- O mecanismo de efeito de arco forma-se no aterro;
- O reforço deforma-se durante a colocação da carga, se não houver deformação não haverá efeito de arco;
- Todas as cargas verticais são suportadas pelas colunas;
- A extensão inicial admissível é de 6% e a extensão por fluência não deve exceder os 2%;
- O reforço deve estar o mais próximo possível do topo das colunas (BS8006, 1995; Nordic Handbook, 2003; Método alemão, 2004; Collin, 2004)

#### 2.5.4. PTC EM VIGA FLEXÍVEL REFORÇADA COM GEOSSINTÉTICOS (MÉTODO DE COLLIN)

O método de Collin é fundamentalmente diferente dos outros métodos porque baseia-se no princípio que várias camadas de geossintético (três ou mais) formam uma viga flexível que distribui a carga do aterro para as colunas. Neste caso o efeito de arco é acentuado pela interacção com as camadas de geogrelha. Teoricamente, esta plataforma de transferência de carga consegue carregar mais carga com menores assentamentos diferenciais entre as colunas e solo de fundação. Assim o espaçamento entre as colunas pode ser maior, mas com uma tensão no reforço igual ou menor à obtida com o método da catenária.

O Método de Collin baseia-se nos seguintes princípios:

- A espessura da PTC é maior ou igual que metade do vão livre entre colunas;
- Devem ser usadas pelo menos 3 camadas de reforço;
- A distância entre camadas é entre 0,30 e 0,45m;
- O material de preenchimento da plataforma é seleccionado;
- A principal função do reforço é proporcionar confinamento para que o mecanismo de arco se desenvolva dentro da camada de reforço;
- O “arco” faz um ângulo de 45° com a vertical, e começa no topo da coluna;
- A função secundária do reforço é suportar a “cunha” de solo por baixo do arco;
- Toda a carga vertical do aterro sobre o arco é transferida para as colunas;
- A extensão inicial máxima permitida no geossintético é de 5% (Collin, 2004).

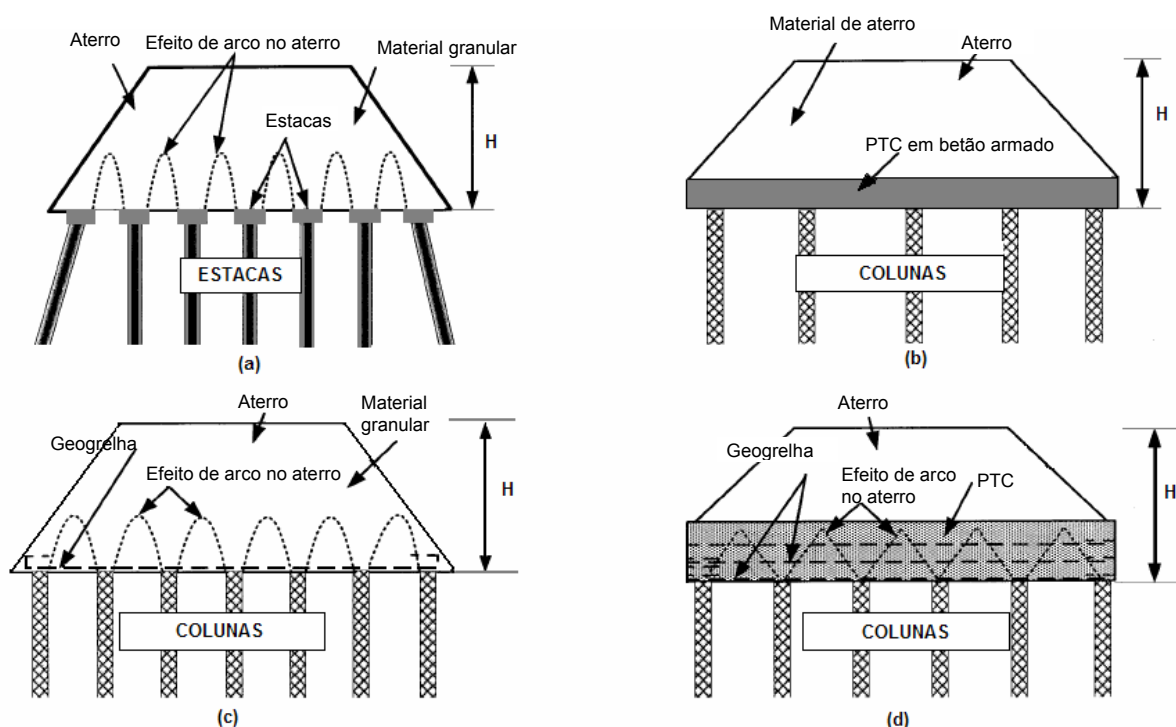


Fig.2.4 – Diferentes tipos de plataformas de transferência de carga: (a) PTC granular não-reforçada; (b) PTC reforçada em betão armado; (c) PTC com geossintético funcionando como membrana (em catenária) e (d) PTC em viga flexível reforçada com geossintéticos (adaptado de Abdullah, 2006)

## 2.6. REFORÇO COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICOS FUNCIONANDO COMO MEMBRANA (CATENÁRIA)

### 2.6.1. MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

A interacção entre as colunas, a fundação de solo mole, o material de aterro e o reforço de geossintético é esquematicamente ilustrada na Fig.2.5, para o caso da plataforma de transferência de carga em catenária, solução que é objecto de particular estudo nesta dissertação. O material do aterro entre as duas colunas tem uma tendência para se mover para baixo devido à presença de solo mole debaixo do aterro. Este movimento é parcialmente impedido pela resistência ao corte,  $\tau$ , do corpo do aterro acima das colunas. O desenvolvimento desta resistência ao corte ( $\tau$ ) reduz a pressão a actuar no geossintético mas aumenta a carga nas colunas. O apoio proporcionado pelo solo mole reduz também a carga no geossintético e, consequentemente, a sua tensão devido à carga vertical (Abdullah, 2006; Gangakhedkar, 2004; Han e Gabr, 2002 e Rao, 2006).

O mecanismo de transferência de carga do corpo do aterro para as colunas foi denominado por Terzaghi (1943) como “efeito de arco do solo” (Han e Gabr, 2002).

### 2.6.2. MODELOS DE EFEITO DE ARCO

O efeito de arco é definido por McNulty (1965) como a capacidade de um material para transferir carga de um ponto para outro em resposta a um deslocamento relativo entre duas posições (Abdullah, 2006; Gangakhedkar, 2004; Han e Gabr, 2002 e Rao, 2006). O reforço de geossintético aumenta a

transferência de carga do aterro para as colunas, reduzindo os assentamentos totais e diferenciais e esta redução na base do aterro repercute-se à superfície. Assim, a transferência de carga é devida ao efeito de arco do solo, à tensão na plataforma de transferência de carga e à concentração de tensões devido à diferença de rigidez entre o solo e as colunas. A grandeza de cada componente depende de vários factores: do tipo de material de aterro, da rigidez à tracção do reforço, do módulo de deformabilidade das colunas e do diâmetro e espaçamento das colunas, etc. (Rao, 2006).

A grande dificuldade que se coloca nos cálculos de projecto reside na dificuldade de avaliação da proporção das cargas verticais suportadas pelo reforço entre as colunas e a proporção das cargas suportadas pelas colunas. A maioria dos métodos de dimensionamento de aterros reforçados com colunas ignora a contribuição do solo mole para o suporte da carga do aterro, considerando que a totalidade da carga é transferida para as colunas. O peso do solo sob o arco é suportado somente pelo geossintético. São exemplos o Método Britânico e o Método Nórdico. O Método de Collin não ignora a contribuição do solo mole e considera que as cargas sob o arco são transferidas para o geossintético e para o solo por baixo do geossintético.

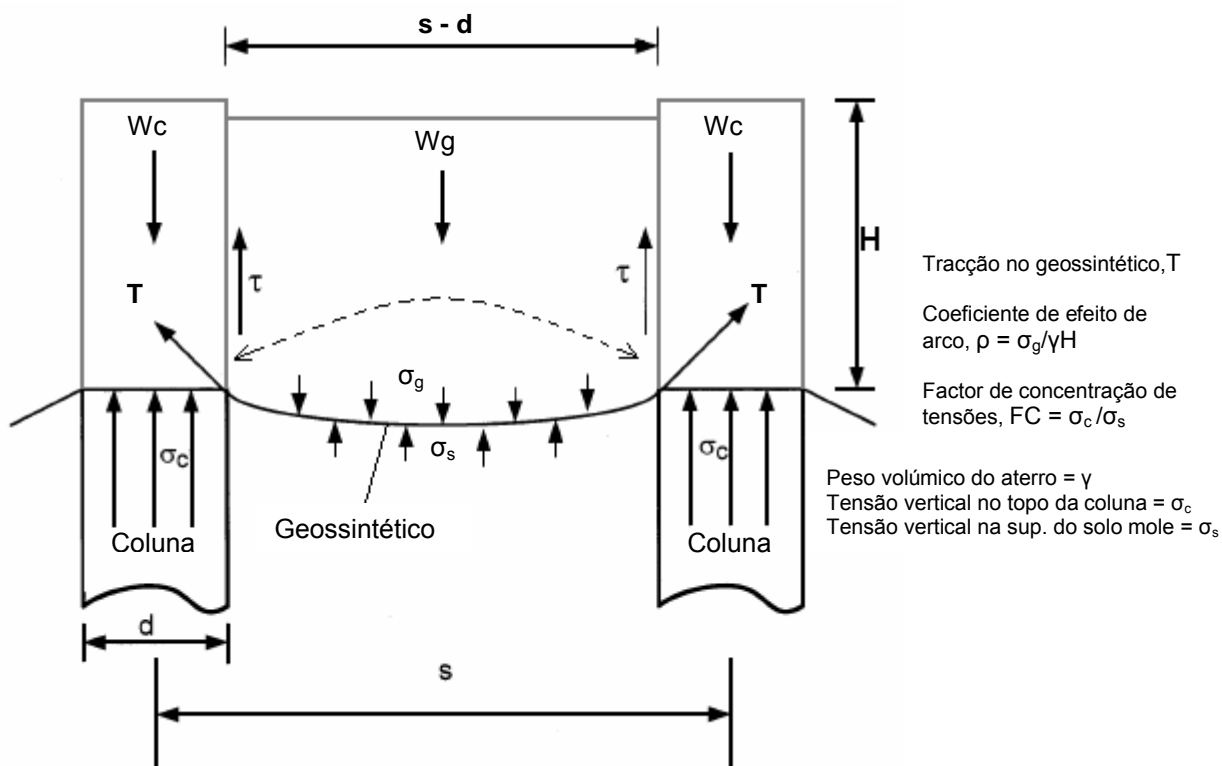


Fig.2.5 – Mecanismo de transferência de carga num aterro reforçado com colunas encabeçadas por geossintéticos (adaptado de Han e Gabr, 2002)

Vários métodos têm sido desenvolvidos para determinar o coeficiente de efeito de arco no corpo do aterro, com vista ao cálculo da carga no geossintético. Os quatro “grandes” métodos para o cálculo do efeito de arco são (Abdullah, 2006):

- Teoria de efeito de arco de Terzaghi;
- Norma Britânica BS8006 – baseada na fórmula de Marston;
- Teoria de efeito de arco de Hewlett e Randolph;

- Método de efeito de arco de Guido.

O coeficiente de efeito de arco,  $\rho$ , é um parâmetro que expressa o grau de efeito de arco. Define-se como a razão entre a tensão vertical média no reforço e a tensão vertical média correspondente à carga do aterro (e à sobrecarga, se existir), na área entre as colunas (Abdullah, 2006; Gangakhedkar, 2004 e Rao, 2006):

$$\rho = \sigma_g / \gamma H \quad (2.1)$$

em que,

$\rho$  : coeficiente de efeito de arco

$\sigma_g$  : tensão vertical média no geossintético

$\gamma$  : peso volúmico do material de aterro

$H$  : altura do aterro

A grandeza do coeficiente de efeito de arco,  $\rho$ , varia entre 0 e 1. O efeito de arco é de 100%, ou seja, toda a carga é transmitida para as colunas e nenhuma carga é suportada pelo geossintético, quando  $\rho$  é zero. Quando  $\rho$  é um, nenhum efeito de arco é mobilizado. É importante referir que as tensões verticais no geossintético,  $\sigma_g$ , são repartidas pela força de tracção no geossintético e pela tensão vertical na superfície do solo mole de fundação em contacto com o geossintético (Abdullah, 2006).

Russel e Pierpoint (1997) desenvolveram um estudo para obter as formulas matemáticas do coeficiente de efeito de arco,  $\rho$ , para as teorias de efeito de arco de Terzaghi, de Hewlett e Rundolph, de BS8006 e de Guido. Em seguida é apresentado um resumo desses métodos/teorias de acordo com Abdullah (2006), bem como dos métodos Nórdico e Alemão.

#### 2.6.2.1. Teoria de efeito de arco de Terzaghi

Terzaghi (1943) propôs o modelo de “vala” (*trench model*). A teoria de Terzaghi é dada para uma análise a duas dimensões. Russell e Pierpoint apresentaram a teoria de efeito de arco de Terzaghi numa análise a três dimensões para aterros sobre colunas. O coeficiente de efeito de arco é apresentado como:

$$\rho = \frac{(s^2 - d^2)}{4dHK \tan \phi'} \left( 1 - e^{\frac{-4dHK \tan \phi'}{(s^2 - d^2)}} \right) \quad (2.2)$$

em que  $d$  é a largura da coluna,  $s$  o espaçamento entre os centros das colunas (ver Figura 2.6),  $H$  a altura do aterro,  $\Phi'$  é o ângulo de atrito efectivo do material do aterro e  $K$  é a razão entre a tensão efectiva horizontal e vertical.

#### 2.6.2.2. Fórmula de Marston (BS8006)

O método usado na Norma Britânica BS8006 foi desenvolvido por Jones et al. (1990). Este método utiliza o modelo de “vala” de Terzaghi. O cálculo da porção da carga suportada pelas colunas é

baseado na fórmula de Marston (1913). Este método considera dois casos em função da altura do aterro, H:

$$\blacksquare \quad 0,7 (s - d) \leq H \leq 1,4 (s - d); \quad (2.3)$$

$$\blacksquare \quad H > 1,4 (s - d). \quad (2.4)$$

O primeiro caso considera que o arco não se desenvolve completamente devido à pequena altura do aterro enquanto que no segundo caso, a altura do aterro é superior à região do arco, portanto acima da altura crítica. A carga no geossintético é distribuída e transportada pelo reforço entre as colunas. O coeficiente de efeito de arco pode ser obtido pela expressão:

$$\rho = \frac{2.8s}{(s^2 - d^2)H} [s^2 - d^2 (\sigma_c / \gamma H)] \quad (2.5)$$

em que

$$\left( \frac{\sigma_c}{\gamma H} \right) = \left( \frac{C_c d}{H} \right)^2 \quad (2.6)$$

sendo  $C_c$  um coeficiente definido na BS8006, de acordo com o Quadro 2.2. Os restantes parâmetros têm o significado definido anteriormente.

Quadro 2.2 – Coeficiente para plataformas de transferência de carga em aterros reforçados

COLUNAS	COEFICIENTE
Estaca com resistência de ponta	$C_c = 1,95H/d - 0,18$
Estaca flutuante	$C_c = 1,5H/d - 0,07$



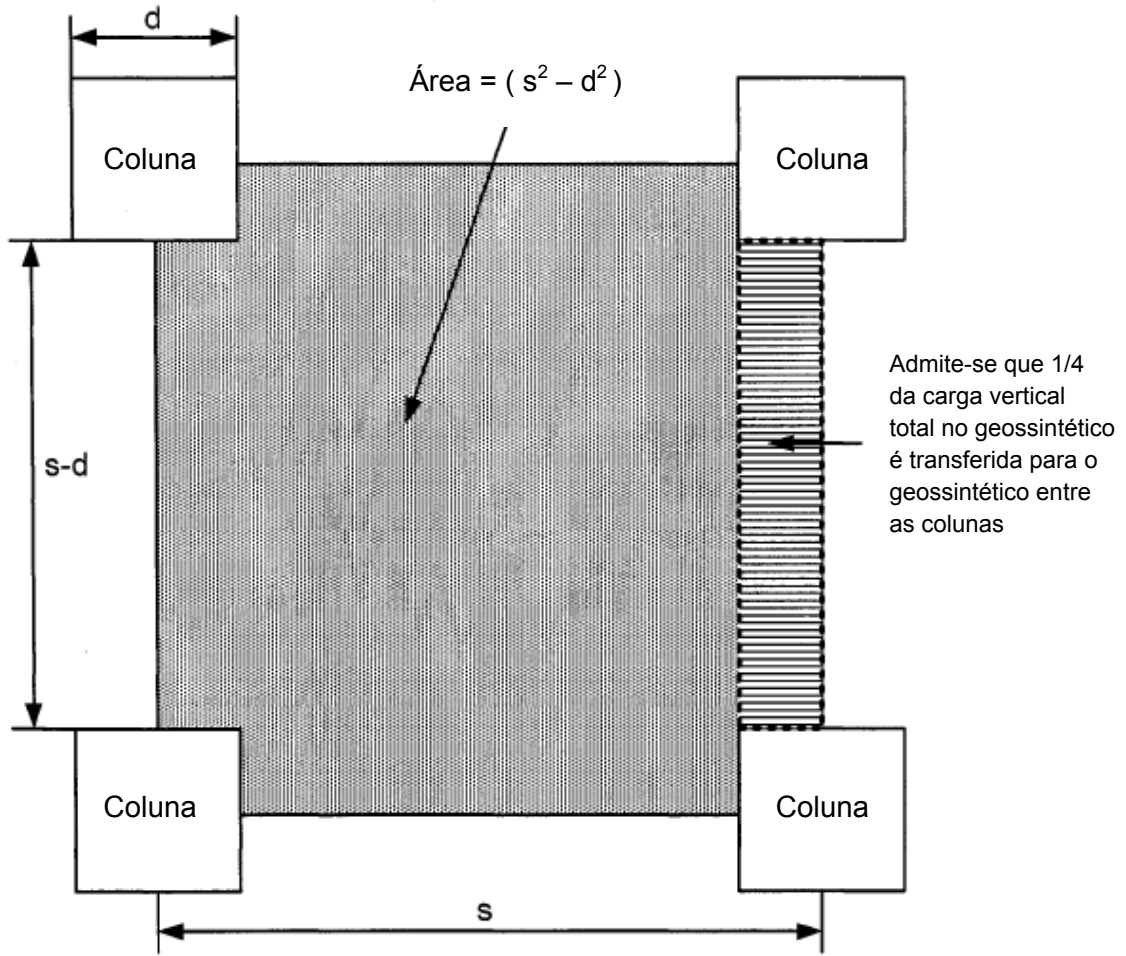


Fig.2.6 – Transferência da carga através do geossintético entre colunas adjacentes numa célula unitária na BS8006 (Russell e Pierpoint, 1997)

### 2.6.2.3. Fórmula de Hewlett e Randolph

Hewlett e Randolph apresentaram uma fórmula teórica para o efeito de arco em material granular. De acordo com estes autores, o arco em três dimensões apresenta a forma de uma cúpula hemisférica como a apresentada na Fig.2.7. O coeficiente de efeito de arco é calculado assumindo um estado de tensão limite plástico no arco. A zona crítica localiza-se ou no topo do arco ou no topo da coluna. A estabilidade do topo do arco e do topo da coluna da cúpula hemisférica formada definem a estabilidade total do sistema. São apresentadas as expressões para o cálculo do coeficiente de efeito de arco nas duas situações. O valor mais elevado dado por estas duas expressões é o parâmetro que deve ser usado no dimensionamento (Abdullah, 2006 e Rao, 2006).

No topo do arco:

$$\rho = \left(1 - \frac{d}{s}\right)^{2(Kp-1)} \left[ 1 - \frac{s(Kp-1)}{\sqrt{2}H(2Kp-3)} + \frac{(s-d)2(Kp-1)}{\sqrt{2}H(2Kp-3)} \right] \quad (2.7)$$

Na coluna:

$$\rho = \frac{1}{\left(1 - \frac{d^2}{s^2}\right) + \left(\frac{2Kp}{Kp + 1}\right) \left[ \left(1 - \frac{d}{s}\right)^{(1-Kp)} - \left(1 - \frac{d}{s}\right) \left(1 + \frac{d}{s} Kp\right) \right]} \quad (2.8)$$

em que  $d$  é a largura da coluna,  $s$  o espaçamento livre entre colunas,  $Kp$  é o coeficiente de impulso passivo e os restantes parâmetros têm o significado já anteriormente definido.

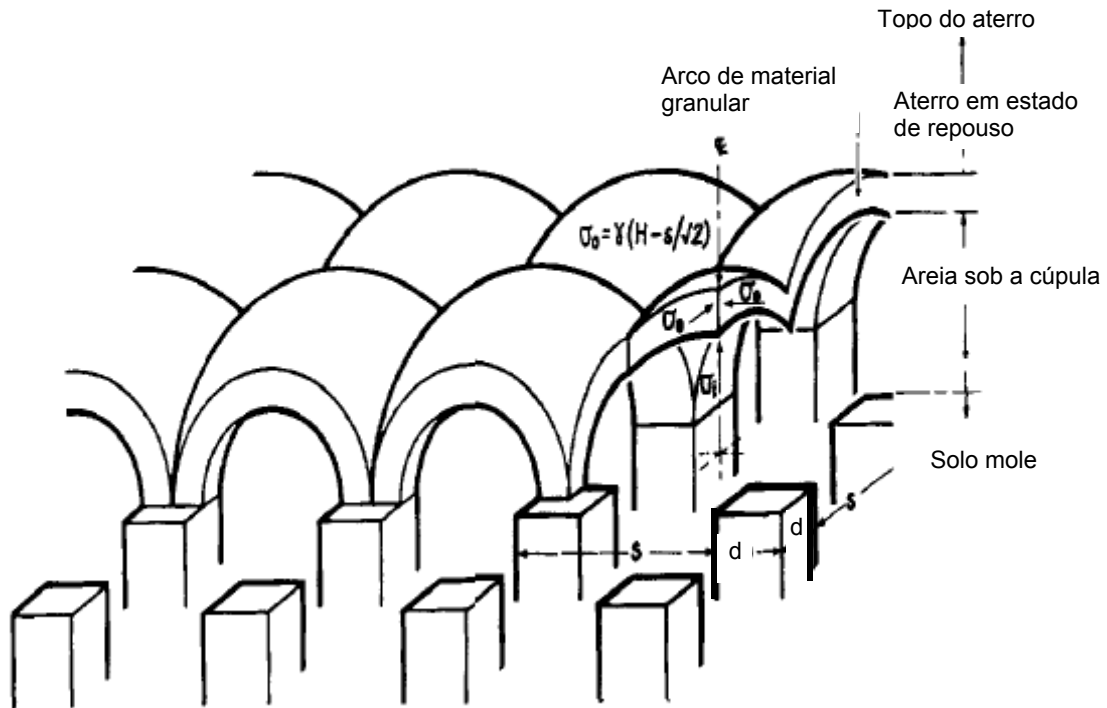


Fig.2.7 – Modelo de Hewlett e Randolph (Hewlett e Randolph, 1988)

#### 2.6.2.4. Método de Guido

Guido et al. (1987) concluíram que a inclusão de uma geogrelha biaxial no solo granular do aterro aumenta a capacidade de carga do solo de fundação. Bell et al. (1994) e Guido (1987) consideraram que o ângulo de dispersão da carga no material granular do aterro reforçado com o geossintético era de  $45^\circ$ , de forma que o reforço apenas tem que suportar uma pirâmide rectangular de solo, sendo o restante suportado pelas colunas. Russell e Pierpoint (1997) adaptaram estas teorias e desenvolveram um método de dimensionamento para um reforço constituído por uma única camada de geossintético na base do aterro de maneira a ser comparável com outros métodos (Abdullah, 2006 e Rao, 2006). O coeficiente de efeito de arco obtido através do método de arco de Guido é dado pela expressão:

$$\rho = \frac{(s - d)}{3\sqrt{2}H} \quad (2.9)$$

em que  $d$  é a largura da coluna,  $s$  o espaçamento livre entre colunas.

### 2.6.2.5. Método Nórdico

O método nórdico de cálculo da tensão no geossintético é baseado no trabalho de Carlsson (1987). Carlsson considerou uma cunha de solo cuja área abaixo do arco no solo pode ser aproximada pela cunha com ângulo interno no topo da cunha igual a 30°; e adota a altura crítica de 1,87(s - d). Segundo as orientações deste método, o peso do aterro por baixo do arco que é imposto no solo em duas dimensões é dado por:

$$W_{2D} = \frac{(s^2 - d^2)}{4 \tan 15^\circ} \gamma = 0.93(s - d)^2 \gamma \quad (2.10)$$

em que  $\gamma$  é o peso volúmico do material de aterro e os restantes parâmetros têm o significado já anteriormente definido.

As normas de procedimento nórdicas permitem obter o peso do solo por baixo do arco a três dimensões através da expressão:

$$W_{3D} = \frac{0.93(s - d)^2 (s + d) \gamma}{d} \quad (2.11)$$

Este peso é imposto numa área de  $(s^2 - d^2)$  e suportado pelo geossintético; desta forma, o coeficiente de efeito de arco definido pela expressão (2.1), é obtido por (Abdullah, 2006 e Rao, 2006):

$$\rho = \frac{0.93(s - d)}{dH} \quad (2.12)$$

### 2.6.2.6. Método Alemão

O método alemão é baseado em modelos experimentais tridimensionais bem instrumentados e em análises numéricas. Destas investigações surgiu uma expressão complexa para a tensão sobre o geossintético, como função de vários parâmetros do aterro. Através desta expressão, o coeficiente de efeito de arco, de acordo com a expressão (2.1) é (Abdullah, 2006):

$$\rho = \frac{\lambda_1^\chi \left\{ H(\lambda_1 + h_g^2 \lambda_2)^{-\chi} + h_g \left[ \left( \lambda_1 + \frac{h_g^2 \lambda_2}{4} \right)^{-\chi} - (\lambda_1 + h_g^2 \lambda_2)^{-\chi} \right] \right\}}{H} \quad (2.13)$$

onde,  $\chi = \frac{d(Kp - 1)}{\lambda_2 S}$   $\lambda_1 = \frac{1}{8}(S - d)^2$   $\lambda_2 = \frac{(S^2 + 2dS - d^2)}{2S^2}$   $S = \sqrt{2}s$

$$Kp = \sigma' h / \sigma' v$$

em que  $h_g : H \geq S/2 \rightarrow h_g = S/2$  sendo que  $h_g : H < S/2 \rightarrow h_g = H$

## 2.7. FACTOR DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES

O factor de concentração de tensões na base do aterro, FC, é um coeficiente que permite quantificar o grau de transferência de carga. É definido como a relação entre as tensões no topo da coluna e na superfície do solo entre as colunas. Quanto maior for o factor de concentração de tensões, maior é o efeito de transferência de carga para as colunas.

O factor de concentração de tensões (FCT) é um índice global, que abrange o mecanismo de efeito de arco, a membrana traccionada e a diferença de rigidez entre o solo e as colunas.

Ooi et al. (1987) (citado em Gangakhedkar, 2004) indicaram que o valor de FC para aterros convencionais sobre estacas varia entre 1,0 e 8,0. Este valor aumenta com o aumento da razão entre o peso do aterro e o espaçamento entre colunas. Com base nos estudos de Reid et al. (1993) e Maddison et al. (1996) (citados em Gangakhedkar, 2004), o valor de FC para plataformas de transferência de cargas com geossintético em sistemas de colunas de betão varia entre 8 e 25, valor substancialmente mais elevado do que o verificado para aterros convencionais. Este aumento deve-se à inclusão do geossintético.

## 2.8. CÁLCULO DA FORÇA DE TRACÇÃO NO REFORÇO

Russell et al. (2003) apresentaram uma equação para o cálculo da tensão no geossintético, com base na teoria da membrana traccionada. Considere-se uma secção como a representada na Fig.2.8, em que o geossintético está duplamente apoiado e a distância entre os apoios é L; a carga uniformemente distribuída, w, é aplicada no reforço provocando o assentamento máximo de  $\delta$  a meio vão entre os apoios. A força de tracção, T, no geossintético, devido à carga w, é dada por:

$$T = \frac{wL^2}{8\delta} \quad (2.14)$$

A extensão,  $\varepsilon$ , por sua vez, é obtida pelas expressões:

$$\varepsilon = \frac{8\delta^2}{3L^2} \quad \varepsilon = \frac{T}{J} \quad (2.15)$$

em que  $J=EA$  é a rigidez à tracção do geossintético, sendo E o módulo de elasticidade e A a área de secção transversal.

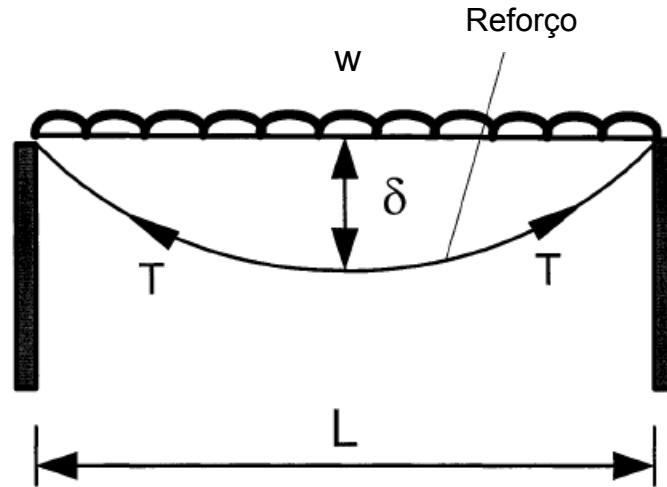


Fig.2.8 – Diagrama de carga e tracção no geossintético, de acordo com a teoria da membrana (Abdullah, 2006)

A força de tracção e o assentamento máximo podem ser escritas da seguinte forma:

$$T = \sqrt[3]{\frac{w^2 JL^2}{24}} \quad (2.16)$$

$$\delta = \sqrt{\frac{3\varepsilon}{8}} L \quad (2.17)$$

Estas equações são a base do cálculo da força de tracção no geossintético e do assentamento pela teoria da membrana traccionada (Abdullah, 2006).

Giroud et al. (1990) propôs a teoria da membrana para uma camada de geossintético colocado sobre um “vazio” infinitamente longo, que foi usada para determinar a tensão no reforço (Gangakhedkar, 2004). A tracção no reforço pode ser determinada por:

$$T = \sigma_g (s - a) \Omega \quad (2.18)$$

em que  $\Omega$  é um factor adimensional.

$\Omega$  pode ser determinado por

$$\Omega = \frac{1}{4} \left[ \frac{2y}{(s - a)} + \frac{(s - a)}{2y} \right] \quad (2.19)$$

Sendo que  $y$  é a flecha máxima do geossintético.

A Norma Britânica 8006 (1995) permite calcular a força de tracção num reforço extensível através da fórmula:

$$T = \frac{W_T (s - d)}{2d} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (2.20)$$

sendo  $d$  a largura da coluna,  $s$  o espaçamento livre entre colunas,  $\varepsilon$  a extensão.

Ou, entrando com o valor do coeficiente de efeito de arco,  $\rho$ , a altura do aterro,  $H$ , e o seu peso volúmico,  $\gamma$ , por:

$$T = \frac{\rho\gamma H(s^2 - d^2)}{4d} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (2.21)$$

No dimensionamento de aterros sobre solos moles reforçados com colunas encabeçadas por plataformas com geossintético, o valor da extensão no geossintético,  $\varepsilon$ , dado pelas expressões apresentadas atrás, não deve ultrapassar 6%, valor máximo admissível, de acordo com os métodos Britânico, Nórdico e Alemão. A extensão máxima de 2% é permitida para deformações de fluência.

Muitos geossintéticos são anisotrópicos, apresentando maior resistência numa das direcções. Giroud et al. (1990) tem dois critérios para a resistência do geossintético que deve ser usada. O primeiro estabelece que a resistência do geossintético na direcção menos resistente é assumida como sendo a resistência em todas as direcções. O segundo critério limita a força de tracção aplicada a metade da resistência na direcção mais forte. A abordagem mais conservativa é a usada para o dimensionamento. O valor efectivo normalmente é mais próximo do obtido pela abordagem menos conservativa (Gangakhedkar, 2004).

## 2.9. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ATERROS SOBRE COLUNAS REFORÇADOS COM PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Adbullah (2006) resume os procedimentos a seguir no dimensionamento de aterros reforçados com colunas encabeçadas por geossintéticos. Todos os métodos de dimensionamento preconizam o dimensionamento do aterro contra vários modos de colapso, projectando o aterro para os estados limites último e de utilização. Os passos do dimensionamento são:

- Dimensionamento da coluna, incluindo o espaçamento entre colunas;
- Verificação da estabilidade da fundação nas extremidades do aterro, zonas onde se mobilizam impulsos e deslocamentos horizontais;
- Dimensionamento da plataforma de transferência de carga;
- Dimensionamento ao deslizamento lateral do aterro;
- Verificação da adequação do comprimento de sobreposição do reforço;
- Verificação da estabilidade global do aterro considerando a presença das colunas.

## 2.10. RESISTÊNCIA DO SOLO MOLE

Quase todos os métodos de dimensionamento anteriormente mencionados (com excepção dos métodos de Collin e Alemão) consideram a existência de um vazio por baixo da camada de reforço. A resistência do solo de fundação por baixo da plataforma de transferência de carga de geossintético é ignorada, o que torna o dimensionamento conservativo. Na realidade, o solo mole de fundação vai proporcionar algum apoio ao geossintético e suportar parte da carga, aliviando o reforço, o que se traduz numa redução da tracção no geossintético (Gangakhedkar, 2004).

Reid e Buchanan (1984), nos seus estudos, chegaram à conclusão que a reacção do solo por baixo da plataforma de transferência de carga de geossintético é igual a  $0.18\gamma H$ , sendo que  $\gamma$  é o peso volúmico do material de aterro e  $H$  a altura do aterro. Os estudos de John (1987) resultaram na expressão  $0.15\gamma H$ . Posteriormente, o modelo de elementos finitos de Jones et al. (1990) mostrou que o apoio parcial do solo de fundação reduziu significativamente os esforços de tracção no reforço (Fig. 2.9). No caso em que o solo mole suporta parte das cargas do aterro, a força de tracção no geossintético chegou a representar apenas 20% quando comparada com a situação em que se assume que não há contribuição do solo de fundação (Abdullah, 2006).

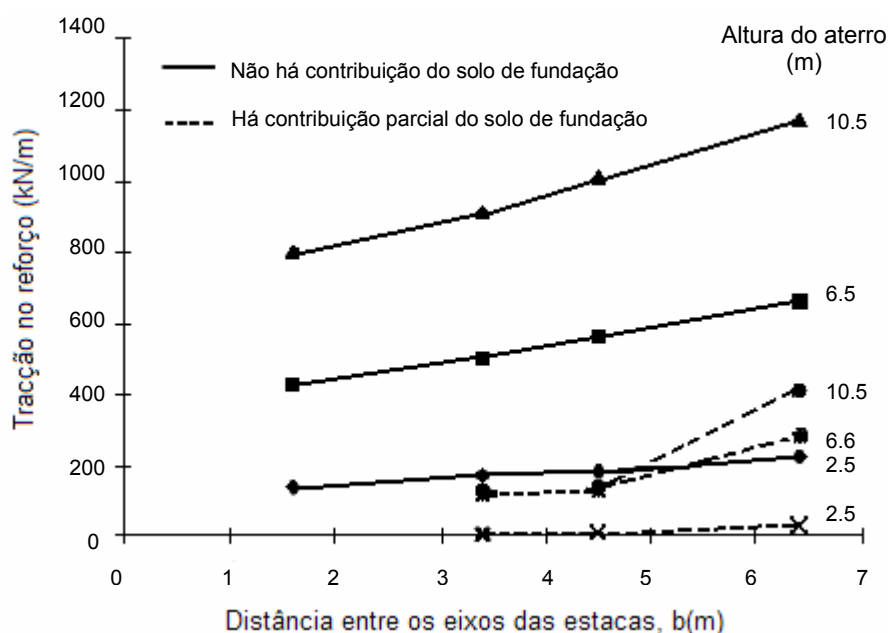


Fig.2.9 – Força de tracção no reforço sob um aterro de solo de densidade média (adaptado de Jones et al., 1990)

Contudo, é razoável considerar a existência de um vazio sob a PTC se os assentamentos por baixo da plataforma forem causados por outros factores que não a carga do aterro. O assentamento do solo de fundação pode ser determinado por factores como a consolidação devido à existência de excessos de pressão neutra anteriores à execução do aterro, rebaixamento do nível freático, etc..

## 2.11. ANÁLISE NUMÉRICA DE ATERROS REFORÇADOS COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICOS

Vários investigadores têm vindo a desenvolver estudos numéricos acerca da interacção entre colunas, solo de fundação, aterro e geossintético. Entre esses autores encontram-se Jones et al. (1990), Russell e Pierpoint (1997), Han e Gabr (2002) e Pham et al. (2004).

O trabalho desenvolvido por Jones consistiu num estudo numérico com a variação de diversos parâmetros, nomeadamente a altura do aterro, o espaçamento entre as estacas, o diâmetro do maciço de encabeçamento das estacas, os parâmetros de resistência ao corte. Jones concluiu que a introdução do geossintético reduz significativamente a tensão de corte mobilizada no solo mole. Variando a altura do aterro e o espaçamento entre as estacas, conseguiu mostrar que a percentagem de tensão suportada pelo solo mole é maior nos aterros baixos do que nos aterros altos. Os resultados mostraram também, e

tal como referido em 2.10, que o suporte do solo de fundação tem uma importância significativa na força de tracção no geossintético (Abdullah, 2006 e Gangakhedkar, 2004).

Russell e Pierpoint (1997) avaliaram os vários métodos de efeito de arco e formularam equações matemáticas que lhes permitiram calcular o coeficiente de efeito de arco,  $\rho$ , de acordo com as diferentes teorias. Os modelos de arco considerados foram o de Terzaghi, Hewlett e Randolph, BS8006 (fórmula de Marston) e Guido, como descrito no ponto 2.6. Foram estudados dois aterros. Consideraram que o reforço não era suportado pelo solo de fundação. Os resultados que obtiveram indicaram que:

- O método da BS8006, relativamente à análise numérica, forneceu num caso um valor por excesso e outro por defeito;
- O método de Guido forneceu valores de  $\rho$  abaixo dos verificados nas análises numéricas;
- Os métodos de Terzaghi e Hewlett e Randolph indicaram valores de  $\rho$  similares e aparentemente consistentes no primeiro caso, contudo no segundo caso forneceram um valor subestimado.

Han e Gabr (2002) realizaram, através de um modelo axissimétrico, um estudo paramétrico para um aterro sobre colunas reforçado por uma plataforma de transferência de carga de geossintético com o modelo da catenária. O estudo mostrou que a inclusão do geossintético reduz os assentamentos diferenciais entre o solo mole e a coluna e, consequentemente, os assentamentos diferenciais à superfície do aterro. O geossintético aumenta a transferência de carga do solo de fundação para as colunas e reduz a possibilidade de cedência do solo sobre o topo das colunas (Abdullah, 2006; Rao, 2006 e Han e Gabr, 2002). Este estudo permitiu ainda analisar o comportamento do coeficiente de efeito de arco e do factor de concentração de tensões com as variações paramétricas. O coeficiente de efeito de arco diminui com o aumento da altura do aterro, com o aumento do módulo de deformabilidade da coluna e com a diminuição da rigidez do geossintético. O factor de concentração de tensões e a tensão máxima no geossintético aumentam com o aumento da altura do aterro, com o aumento da rigidez do geossintético e do módulo de deformabilidade das colunas (Abdullah, 2006; Rao, 2006; Han e Gabr, 2002).

Pham et al. (2004) realizaram estudos paramétricos em colunas de *geopier* em duas dimensões e concluíram que o geossintético fornece um melhoramento limitado do comportamento dos aterros sobre colunas reforçados com geossintético no que se refere ao controlo dos assentamentos diferenciais. O reforço de geossintético só é significativo quando a razão da rigidez coluna/subsolo é maior que 1000 (Abdullah, 2006).



# 3

## JET GROUTING

### 3.1. INTRODUÇÃO

A técnica de jet grouting é uma técnica de injeção de terrenos que se encontra em rápido desenvolvimento em Portugal e no Mundo. Esta técnica foi inicialmente desenvolvida na década de setenta, no Japão, Reino Unido e em Itália. Ao longo dos últimos trinta anos tem sido aplicada em diversas obras por todo o mundo; em Portugal foi aplicada pela primeira vez em 1993, em Setúbal (Carreto, 1999; Falcão et al., 2000)

Nas obras em que foi implementada, a tecnologia jet grouting mostrou ser uma alternativa às soluções tradicionais de reforço/melhoramento de solos como as fundações de estacas de betão. Por se tratar de uma técnica muito versátil de reforço de solos é uma solução competitiva e adequada para cada vez mais aplicações em obras geotécnicas. A possibilidade de tratar uma gama ampla de solos, com diversas geometrias de tratamento e sem introduzir vibrações são algumas das suas vantagens, que ganham especial importância em zonas densamente habitadas (Carreto, 1999; Falcão et al., 2000).

O jet grouting pode ser aplicado na construção de túneis, em escavações, fundações e reforço de fundações, cortinas de estanquidade de barragens, consolidação de terrenos, estabilização de taludes, selagem de aterros constituídos por materiais contaminados, podendo em algumas situações desempenhar simultaneamente mais que uma função.

### 3.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE JET GROUTING

Segundo a ASCE (1980), o jet grouting é uma “técnica que utiliza uma coroa especial com jactos de água horizontais e verticais, de elevada velocidade, para escavar solos aluvionares e produzir colunas de elevada resistência e reduzida permeabilidade, através da injeção de calda por bicos horizontais, produzindo a sua mistura com os materiais da fundação, à medida que a coroa vai ascendendo”.

O processo de jet grouting desenvolve-se essencialmente em três etapas: Corte – As partículas do solo são desagregadas pela acção de jactos horizontais de elevada velocidade; Mistura e Substituição parcial do solo – Parte do solo desagregado é substituído e parte é misturado com calda de cimento injectada através dos bicos de injeção; Cimentação – Consolidação do solo misturado com a calda de cimento.

### 3.2.1. EQUIPAMENTO

O equipamento necessário à execução da técnica de jet grouting é (Fig.3.1):

- Central de calda de cimento;
- Bomba de alta pressão;
- Compressor (apenas em alguns sistemas de jet grouting);
- Sonda hidráulica, com torre
- Varas de jet grouting, com função de furacão e tratamento;
- Mangueiras flexíveis, que fazem a ligação entre as varas e a bomba de alta pressão.

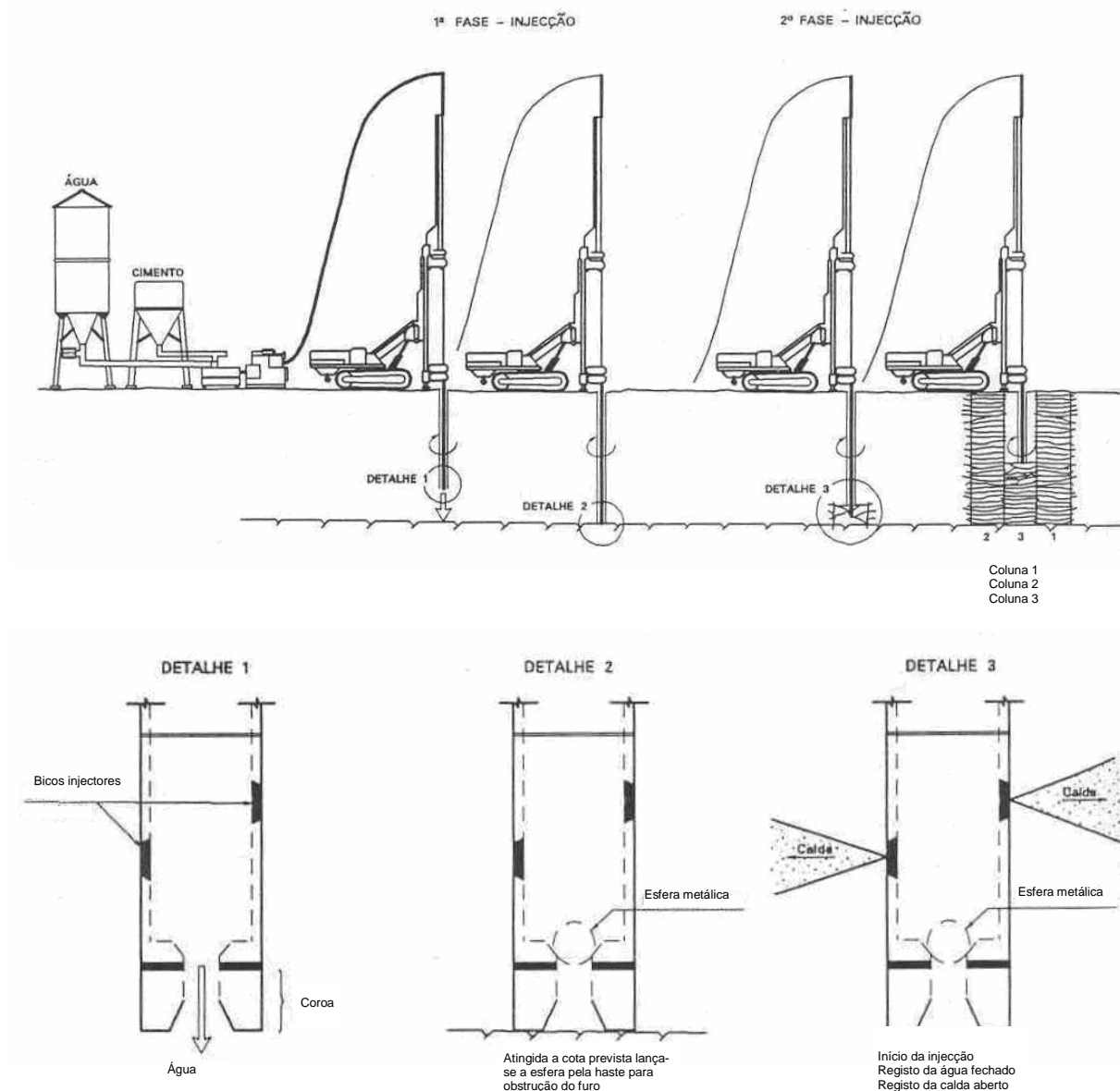


Fig.3.1 – a) Diagrama esquemático da técnica de jet grouting em diferentes fases; b) Pormenores da extremidade da vara (Carreto, 1999)

### 3.2.2. PROCEDIMENTO

O procedimento é iniciado pela colocação da sonda em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna. (...) Em seguida a vara é introduzida no terreno através de um movimento rotacional e com a ajuda de um jacto de água vertical, até atingir a profundidade à qual os bicos se encontram ao nível que limita inferiormente o tratamento (Carreto, 1999). Finalizada a furacão, o jacto de água é cessado. Em seguida começa a injeção de calda através da vara, dotada de um movimento rotacional e ascendente a velocidade constante, ao longo de todo o comprimento do furo. O topo do furo é preenchido com calda por gravidade.

### 3.2.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE JET GROUTING

A aplicação da técnica de jet grouting no reforço de solos apresenta diversas vantagens quando comparada com outras técnicas. As principais vantagens são:

- Aplicabilidade a uma gama extensa de solos que vai desde o cascalho a argilas, permitindo também o tratamento de rochas brandas;
- A viabilidade da execução do tratamento não é condicionada pela permeabilidade do solo;
- Possibilidade de tratar solos heterogêneos, através da adaptação dos parâmetros do tratamento a cada um dos solos ao longo do processo;
- Permite o tratamento de solos a cotas inferiores ao nível freático;
- A incorporação de colunas de maior resistência, aumentando o confinamento lateral do solo por essas colunas, melhora o comportamento do solo perante uma solicitação sísmica;
- Equipamento de dimensões reduzidas permite realizar o tratamento em espaços muito pequenos;
- Possibilidade de obter diversas geometrias;
- A aplicação da técnica não produz vibrações e produz baixo nível de ruído.

Na Fig.3.2 são indicados os limites granulométricos das técnicas de injeção de terrenos; a análise da figura permite confirmar a versatilidade da técnica quando comparada com os métodos de injeção tradicionais.

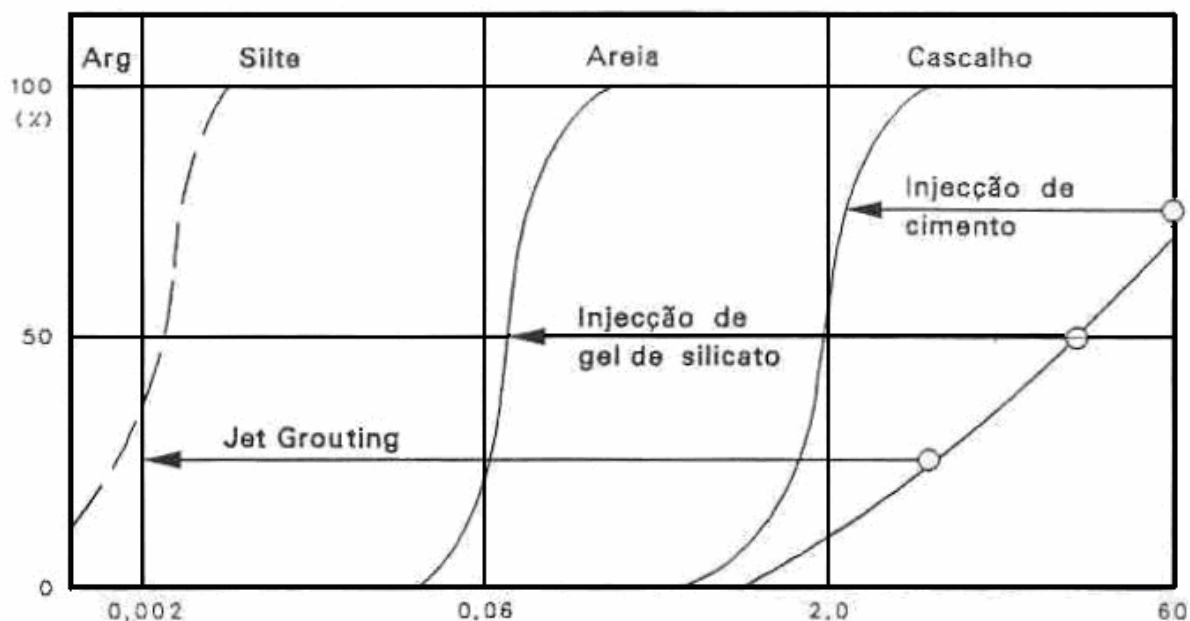


Fig.3.2 – Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (Carreto, 1999)

Entre as desvantagens do jet grouting encontram-se (Carreto, 1999):

- A elevada dispersão das características mecânicas finais do material, nomeadamente a resistência à compressão, principalmente quando comparado com o betão;
- Inexistência de um método de medição das dimensões reais da coluna;
- O controlo deficiente da saída de refluxo (mistura de água com partículas finas de solo e algum cimento que sai pela extremidade superior do furo durante a execução da coluna) pode resultar em movimentos do terreno à superfície;
- Dificuldade de remoção e manejo do material rejeitado (refluxo);
- A realização de colunas verticais está limitada a profundidades não superiores a 15 – 20m;
- A resistência máxima é obtida vários dias após a execução, o que pode ser um problema para alguns tipos de aplicação, contudo pode ser minimizado com aceleradores de presa.

### 3.3. SISTEMAS DE JET GROUTING

Existem três sistemas tradicionais de jet grouting. A selecção do sistema mais apropriado é determinada, normalmente, pelo tipo de solo e pelas características mecânicas que se pretendem obter nas colunas de jet grouting. Os três sistemas são:

- Sistema de jacto simples;
- Sistema de jacto duplo;
- Sistema de jacto triplo.

Com o sistema de jacto simples, jactos horizontais de calda a grande velocidade desagregam o solo envolvente e promovem a sua mistura com a calda. O sistema de jacto duplo distingue-se do sistema de jacto simples pela utilização de ar comprimido a envolver o jacto de calda, que permite um maior alcance do jacto. O sistema de jacto triplo difere dos sistemas supracitados pela separação das acções de erosão e de mistura com o solo desagregado; este sistema é constituído por três jactos: Jacto de

água – tem a função de destruir a estrutura do terreno; Jacto de ar – tem a função de envolver o jacto de água e aumentar o efeito desagregador daquela; Jacto de calda – tem a função de injectar a calda que se vai misturar com o solo e dar origem ao corpo consolidado (Fig.3.3).

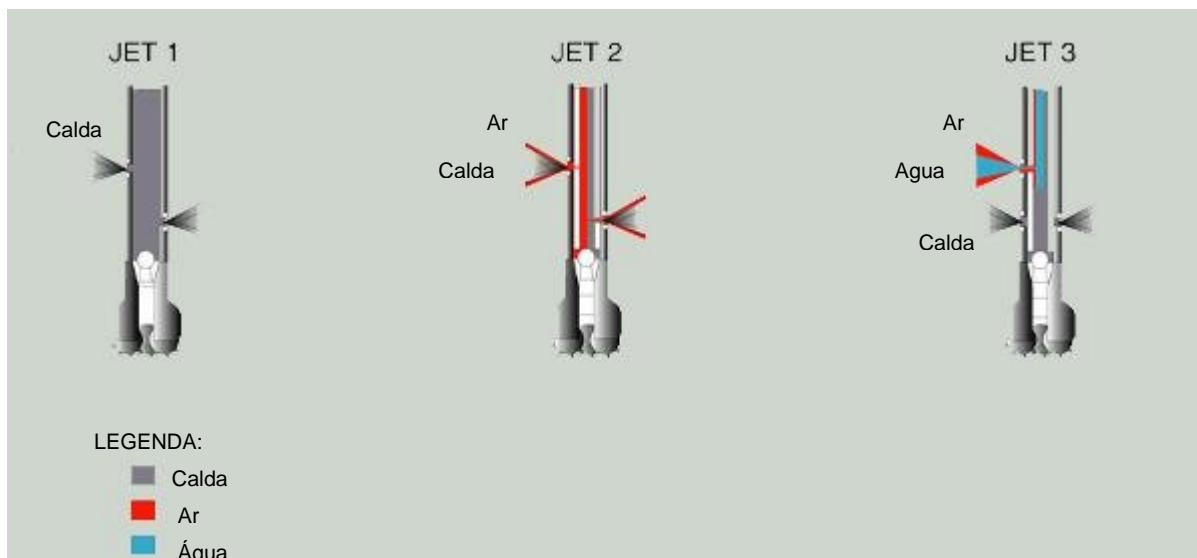


Fig.3.3 – Sistemas tradicionais de jet grouting: jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Layne Construction)

No Quadro 3.1 indicam-se os equipamentos utilizados na aplicação de cada um dos três sistemas.

Quadro 3.1 – Equipamento utilizado nos procedimentos dos três principais sistemas de jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Carreto, 1999)

EQUIPAMENTO	JACTO SIMPLES	JACTO DUPLO	JACTO TRIPLO
Silo de cimento	✓	✓	✓
Depósito de água	✓	✓	✓
Dosificador para controlo da mistura	✓	✓	✓
Central de fabricação da mistura	✓	✓	✓
Bomba de injeção de alta pressão (calda)	✓	✓	✓
Compressor (ar)		✓	✓
Bomba de injeção de alta pressão (ar)			✓
Mangueiras de injeção	✓	✓	✓
Equipamento de perfuração e injeção e varas	✓	✓	✓

Na Fig.3.4 são representados pormenores da parte inferior da vara para cada um dos sistemas.

O Quadro 3.2 resume as principais características dos três sistemas de jet grouting.

Com o sistema de jacto simples obtêm-se colunas com diâmetros inferiores às resultantes dos outros sistemas. As colunas são caracterizadas por uma boa uniformidade e o seu diâmetro varia entre 0,3 e 1,2 m. Os sistemas duplo e triplo permitem obter colunas com um diâmetro maior, devido à utilização de ar comprimido no fluido desagregador, variando os diâmetros entre 0,6 e 2,0 m para o sistema de jacto duplo e 0,8 e 3,0 m para as colunas realizadas com jacto triplo (Carreto, 1999).

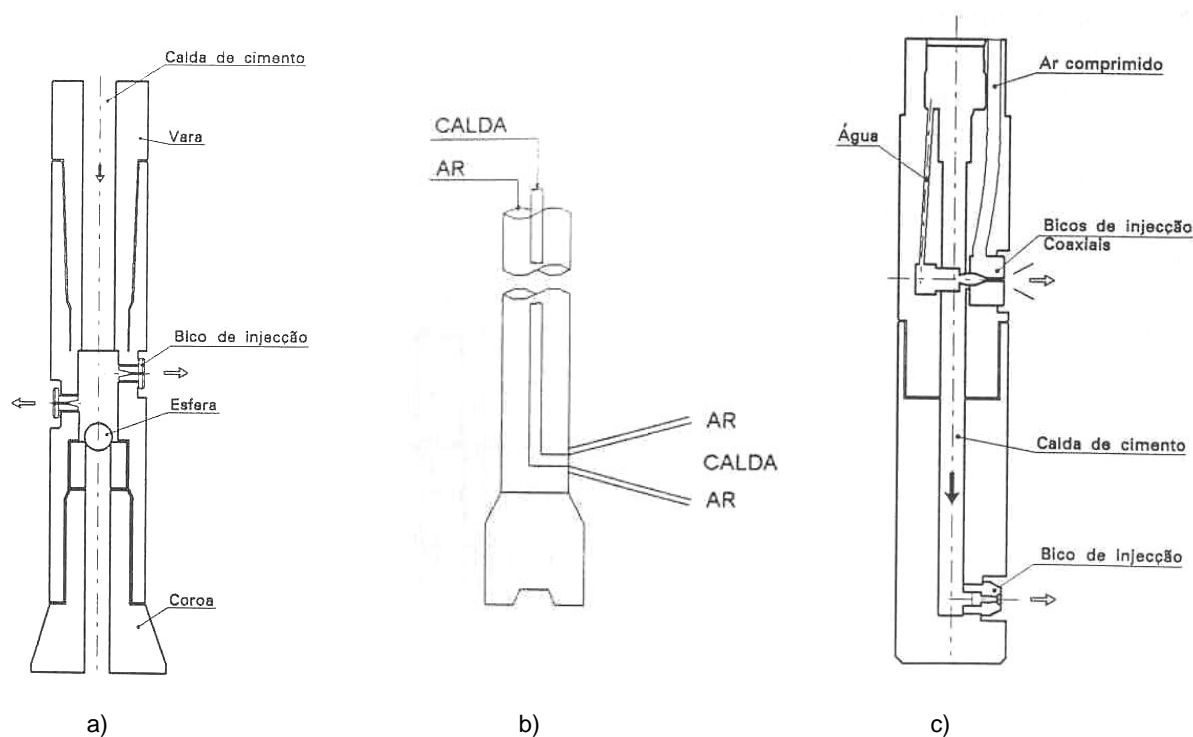


Fig.3.4 – Pormenores da parte inferior da vara para os três sistemas de jet grouting (adaptado de Carreto, 1999):  
a) jacto simples; b) jacto duplo; c) jacto triplo

Quadro 3.2 – Sistemas de jet grouting. Principais características (adaptado de Carreto, 1999)

MÉTODO	ORIGEM	PRINCÍPIOS BÁSICOS	PRINCIPAIS ETAPAS DO PROCEDIMENTO	LIMITES DE APLICAÇÃO	DIÂMETRO DAS COLUNAS
JACTO SIMPLES	No Japão em 1970	Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para desagregar e misturar com as partículas de solo desagregadas.	1) <u>Furação</u> : execução de um furo de 150 mm de diâmetro, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2) <u>Injecção</u> : terminada a furação inicia-se a bombagem de calda que é injectada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo do furo com um movimento rotacional.	- Solos coesivos com $N_{SPT} < 5$ a 10 - Solos incoerentes com $N_{SPT} < 20$	0,3 a 1,2 m
	JACTO DUPLO	Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento envolvidos por ar comprimido, a grande velocidade, para desagregar e misturar-se com as partículas de solo desagregadas.	1) <u>Furação</u> : execução de um furo de 150 mm de diâmetro, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2) <u>Injecção</u> : terminada a furação inicia-se a bombagem de calda que é injectada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo do furo com um movimento rotacional.	- Solos coesivos com $N_{SPT} < 10$ - Solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$	0,6 a 2,0 m
JACTO TRIPLO	No Japão em 1975	Utiliza um jacto horizontal de água envolvido por ar comprimido para desagregar o terreno. A substituição do material desagregado é efectuada por um jacto de calda que também promove alguma mistura com parte das partículas de solo desagregadas que permanecem no furo.	1) <u>Furação</u> : execução de um furo de pequeno diâmetro até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2) <u>Injecção</u> : terminada a furação inicia-se a injecção de água envolvida por ar através do bico superior. No bico inferior é feita a injecção da calda. À medida que a vara é elevada com movimento rotacional o jacto de água vai desagregando o solo, enquanto o jacto de calda, inferior, substitui e mistura-se com algum do material desagregado que permanece na cavidade.	- Solos coesivos com $N_{SPT} < 15$ - Solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$	0,8 a 3,0 m

Relativamente à resistência do material, para a mesma quantidade de cimento injectada por volume de solo, o sistema de jacto simples permite obter resistências mais elevadas em solos incoerentes. O jacto triplo permite obter resistências mais elevadas em solos coesivos. As colunas realizadas com jacto duplo apresentam normalmente as resistências mais baixas, em consequência da presença de ar no solo tratado (Carreto, 1999).

O sistema de jacto simples produz menos material rejeitado que os outros sistemas. Não obstante, segundo a empresa SIF – BACHY, é o sistema mais propenso à ocorrência de obstruções à saída do refluxo, que podem culminar com movimentos não desejados à superfície do terreno. Este problema pode ser acautelado com a realização de um furo de diâmetro ligeiramente maior do que o que resulta da utilização do equipamento de jet grouting. Esta propensão do sistema de jacto simples é um dos motivos fundamentais para a escolha do sistema de jacto duplo no tratamento de argilas moles (com SPT entre 0 e 1). Com efeito, nesta situação, dever-se-á utilizar um fluido de elevada densidade que evite o colapso do furo e a consequente obstrução da saída do refluxo (Carreto, 1999).

O Quadro 3.3 (Carreto, 1999) apresenta uma síntese de aspectos comparativos dos três sistemas de jet grouting.

Quadro 3.3 – Síntese da análise comparativa dos sistemas (Carreto, 1999)

	JACTO SIMPLES	JACTO DUPLO	JACTO TRIPLO
APLICAÇÃO	Sistema mais simples de aplicar.	Complexidade de aplicação intermédia.	Aplicação mais complexa. Maior quantidade de equipamento. Equipamento mais sofisticado.
	Desgaste do equipamento superior. As pressões a aplicar para obter uma coluna com o mesmo diâmetro são superiores às do JET2.	Menor desgaste do equipamento para o mesmo diâmetro de coluna.	-
	Tempo de execução do tratamento inferior ao do JET3.	Tempo de execução do tratamento inferior ao do JET3.	Tempo de execução do tratamento superior ao dos restantes métodos.
	Sistema mais adequado para realização de colunas sub-horizontais.	A eficiência da envolvente de ar decresce significativamente à medida que o jacto é levado da horizontal para a vertical.	A eficiência da envolvente de ar decresce significativamente à medida que o jacto é levado da horizontal para a vertical.
	Consumo de cimento por volume de solo tratado superior ao do JET2 e JET3.	Consumo de cimento por volume de solo tratado superior ao do JET3.	Menor consumo de cimento por volume de solo tratado relativamente aos restantes sistemas.
	Menor nível de ruído e vibração relativamente aos restantes sistemas.	Maior nível de ruído relativamente ao JET1.	Maior nível de ruído quando comparado com o JET1.
	Sistema mais propenso à ocorrência de obstruções à saída do refluxo.	Situação intermédia.	Sistema menos propenso à ocorrência de obstruções à saída do refluxo.
CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL TRATADO	Diâmetros das colunas inferiores aos do JET2 e JET3 (0,30 a 1,20m).	Diâmetros das colunas superiores aos do JET1 e inferiores aos do JET3 (0,60 a 2,0m).	Diâmetro das colunas superior aos dos restantes métodos (0,80 a 3,0m).
	A resistência de solos arenosos tratados com o sistema de jacto simples é superior à resultante da aplicação dos sistemas JET2 e JET3, para a mesma quantidade de cimento injectada por unidade de volume de solo tratado.	Material pelo sistema JET2 caracterizado por resistências inferiores às obtidas com os restantes sistemas, seja qual for o tipo de solo.	Material geralmente mais uniforme e com resistência superior à dos restantes sistemas, com excepção dos solos arenosos tratados pelo sistema de jacto simples.
	-	-	Sistema mais efectivo no tratamento de solos coesivos.

JET1-jacto simples; JET2-jacto duplo; JET3-jacto triplo



### 3.4. PARÂMETROS DE PROCEDIMENTO

A técnica de jet grouting é regida por uma série de parâmetros que variam consoante o sistema de tratamento. Da escolha correcta dos valores a atribuir a cada um dos parâmetros depende a eficácia do processo, a geometria do corpo consolidado, a sua resistência e permeabilidade (Carreto, 1999).

Os parâmetros comuns aos três sistemas são:

- Pressão da calda de cimento;
- Caudal da calda de cimento;
- Número de bicos de injeção;
- Diâmetros dos bicos de injeção;
- Relação água/cimento da calda;
- Velocidade de subida da vara.

O método de jacto duplo obriga à definição suplementar de:

- Pressão de ar comprimido;
- Caudal de ar comprimido.

O sistema de jacto triplo obriga, para além da definição de todos os parâmetros anteriormente referidos, à definição de:

- Pressão da água;
- Caudal da água;
- Número dos bicos de injeção da água;
- Diâmetro dos bicos de injeção da água.

Os limites entre os quais os valores usualmente adoptados para estes parâmetros variam, são apresentados no Quadro 3.4, adoptado de Carreto (1999).

Quadro 3.4 – Valores limites dos parâmetros do jet grouting. Sistemas de jacto simples, duplo e triplo (Carreto, 1999)

PARÂMETROS DO PROCEDIMENTO		SISTEMAS DE JACTO SIMPLES	SISTEMAS DE JACTO DUPLO	SISTEMAS DE JACTO TRIPLO
PRESSÃO	CALDA (MPa)	20 a 60	20 a 55	0,5 a 27,6
	AR (MPa)	-	0,7 a 1,7	0,5 a 1,7
	ÁGUA (MPa)	PF	PF	20 a 60
CAUDAL	CALDA (l/min)	30 a 180	60 a 150	60 a 250
	AR (m <sup>3</sup> /min)	-	1 a 9,8	0,33 a 6
	ÁGUA (l/min)	PF	PF	30 a 150
DIÂMETRO DOS BICOS	CALDA (mm)	1,2 a 5	2,4 a 3,4	2 a 8
	ÁGUA (mm)	PF	PF	1 a 3
NÚMERO DOS BICOS	CALDA	1 a 6	1 a 2	1
	ÁGUA	PF	PF	1 a 2
RELAÇÃO ÁGUA – CIMENTO		1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25
VELOCIDADE DE SUBIDA DA VARA (m/ min)		0,1 a 0,8	0,07 a 0,3	0,04 a 0,5
VELOCIDADE DE ROTAÇÃO DA VARA (rpm)		6 a 30	6 a 30	3 a 20

PF – Pré-furação

É importante referir que os parâmetros que são controlados em obra na aplicação da técnica de jet grouting são a pressão de injeção, a velocidade de subida e de rotação da vara e os caudais. Estes parâmetros são registados automaticamente por um sistema de aquisição de dados e desta forma o processo é controlado em tempo real e de uma forma contínua ao longo da execução do tratamento.

### 3.5. CARACTERÍSTICAS DO TERRENO TRATADO

A técnica de jet grouting resulta numa mistura parcial do solo com calda de cimento, e não numa substituição completa do solo, pelo que o resultado final depende das características iniciais do terreno, da percentagem de substituição do solo, da uniformidade de execução do tratamento, assim como dos parâmetros de procedimento, entre os quais a pressão, o caudal da calda de injeção, a velocidade de subida da vara e a velocidade de rotação.

Posto isto, é difícil conhecer com rigor as características finais do solo tratado, em termos da sua resistência à compressão, deformabilidade e resistência ao corte. Os valores estabelecidos em projecto deverão ser confirmados através de um controlo na fase de obra, com a execução de um grupo de colunas de ensaio, realizadas nas mesmas condições que as colunas definitivas e que permitirão aferir as características do material tratado e, caso necessário, alterar os valores dos parâmetros de procedimento.

#### 3.5.1. DIMENSÃO DAS COLUNAS

Com base nos dados recolhidos nas várias aplicações práticas da técnica, vários autores propuseram gráficos que relacionam o diâmetro das colunas com os parâmetros de procedimento.

Os factores que influenciam o diâmetro das colunas são:

- O sistema de jet grouting;
- As características do solo;
- A energia aplicada na desagregação do terreno.

Em qualquer tipo de solo, o sistema de jacto triplo permite obter diâmetros maiores que os outros sistemas, seguindo-se o sistema de jacto duplo e os menores diâmetros correspondem ao sistema de jacto simples.

A influência do solo sobre o diâmetro da coluna é uma das principais incógnitas da técnica de jet grouting (Carreto, 1999). A acção do jacto deverá ser suficiente para desagregar o terreno; a resistência oposta pelo solo é função da coesão em solos coesivos e da compacidade em solos incoerentes.

O diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes é superior ao das colunas efectuadas em solos coesivos, para o mesmo valor do ensaio SPT e qualquer que seja o sistema utilizado. Os limites máximos e mínimos de variação do diâmetro das colunas com o valor de  $N_{SPT}$  são expressos nos gráficos das Fig.s 3.5 e 3.6 elaborados com base em gráficos de diversos autores (Carreto, 1999).

Relativamente aos parâmetros de procedimento, com o sistema de jacto simples, em qualquer tipo de solos, o diâmetro das colunas cresce com o aumento da pressão de injeção da calda. O aumento da velocidade de subida da vara resulta, em qualquer caso, numa diminuição do diâmetro da coluna.

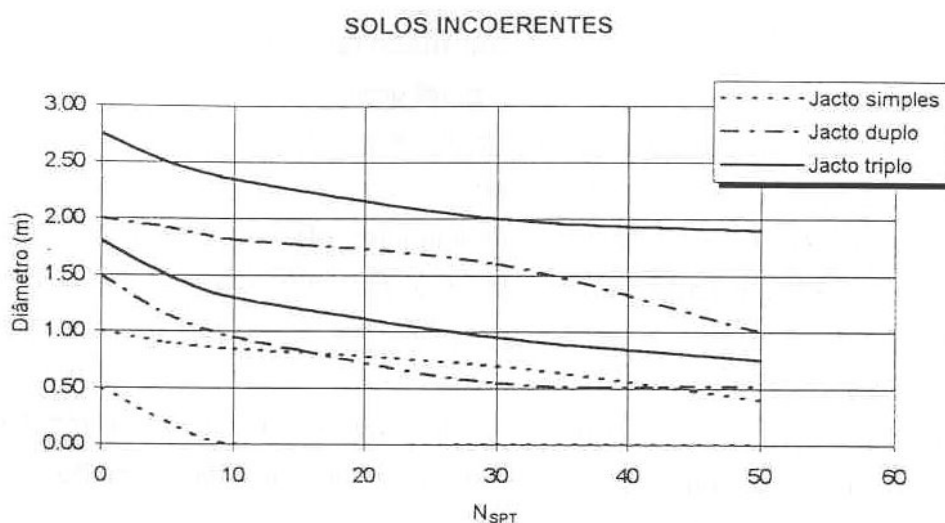


Fig.3.5 – Limites máximo e mínimo do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes (Carreto, 1999)

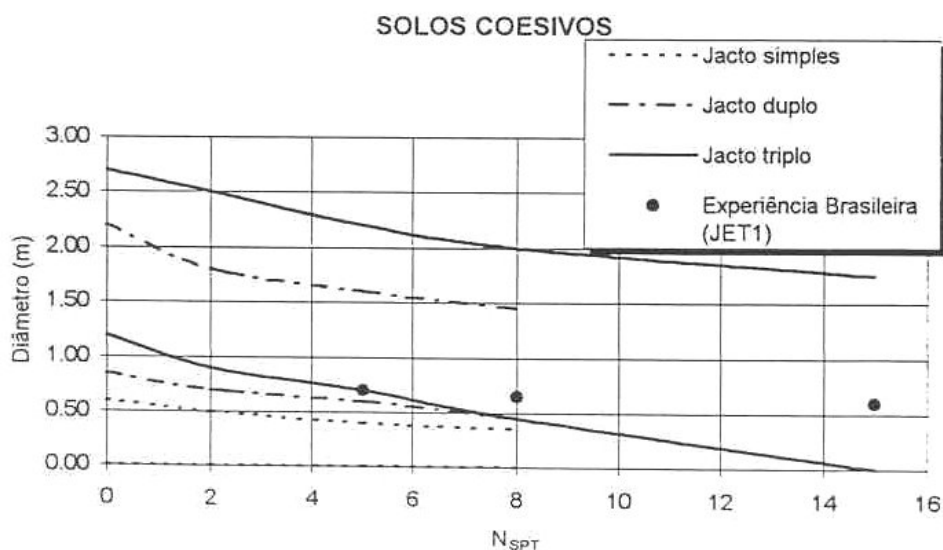


Fig.3.6 – Limites máximo e mínimo do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos (Carreto, 1999)

### 3.5.2. RESISTÊNCIA MECÂNICA DO MATERIAL TRATADO

A resistência do solo tratado é um dos parâmetros mais importantes no dimensionamento do sistema de jet grouting para algumas das suas possíveis aplicações, como é o caso do reforço de fundações.

Os factores que principalmente influenciam a resistência mecânica das colunas de jet grouting são:

- O solo “in situ”;
- O sistema de jet grouting utilizado;
- O tempo de impacto do jacto;
- A composição da calda de cimento.

Os solos arenosos apresentam maior resistência que os solos coesivos tratados pelo mesmo sistema de jet grouting. Em solos coesivos quanto maior é o teor de água natural do solo, menor é a resistência final do solo tratado.

Os diferentes sistemas de jet grouting traduzem-se por diferentes percentagens de substituição do terreno e de mistura do solo com a calda de cimento; os valores de resistência obtidos variam assim de método para método. Em solos arenosos os maiores valores de resistência resultam da aplicação do sistema de jacto simples. Em solos coesivos, os maiores valores de resistência resultam da aplicação do sistema de jacto triplo. O sistema de jacto duplo é geralmente o sistema que obtém resistências mais baixas.

A resistência do material tratado, qualquer que seja o tipo de solo, aumenta com o aumento do tempo de impacto. Quanto maior é o volume de calda injectada por unidade de volume de material tratado, maior é a resistência à compressão não confinada do material.

Quanto maior é a quantidade de cimento por unidade de volume de material tratado, maior é a sua resistência. Quanto maior é a relação água/cimento da calda, menor é a resistência do material tratado, devido à diminuição da quantidade de cimento aliada ao aumento da quantidade de água.

A dificuldade de previsão das características de resistência do material tratado é a grande barreira que se coloca à ainda maior utilização da solução de jet grouting no reforço de solos. A previsão do valor de resistência à compressão simples é dificultada pela incerteza associada à composição final do material, o que se deve às dificuldades de estimativa da quantidade de solo tratado; à difícil quantificação do teor em água do material tratado, função da água “in situ”, da relação água/cimento da calda, da drenagem de água da coluna ou da ocorrência de consolidação por acção do peso próprio do material tratado; e pela heterogeneidade do material tratado, que pode ser devida à heterogeneidade do próprio solo, a falta de controlo dos parâmetros de injeção ou à mistura insuficiente da calda com o solo desagregado (Carreto, 1999).

A resistência ao corte do solo objecto de tratamento por jet grouting é, em geral, assumida como sendo igual a 10 a 15% da resistência à compressão simples (Carreto, 1999).

### 3.5.3. DEFORMABILIDADE

Os valores de módulo de deformabilidade constantes na bibliografia da especialidade caracterizam-se por uma grande dispersão. O material tratado por jet grouting em solos arenosos apresenta menor deformabilidade que em solos coesivos.

A “Japanese Jet Grout Association” (1995) recomenda os seguintes valores de módulos de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão simples (Carreto, 1999):

Solos arenosos:  $E_{50\%} = 100 \text{ a } 300 \text{ MPa}$

Solos argilosos:  $E_{50\%} = 100 \text{ MPa}$

Argilas orgânicas:  $E_{50\%} = 30 \text{ MPa}$

### 3.5.4. PERMEABILIDADE

O material tratado obtém geralmente valores de permeabilidade bastante baixos, da ordem de  $10^{-8}$  a  $10^{-11}$  m/s em qualquer tipo de solo.

# 4

## GEOSSINTÉTICOS

### 4.1. INTRODUÇÃO

A técnica de reforço de solos com a introdução de geossintéticos tem vindo a merecer grande aceitação, com crescente aplicação em todo o Mundo.

Se as aplicações de materiais naturais no melhoramento e estabilização de solos remetem para milhares de anos atrás, a utilização dos geossintéticos tornou-se frequente apenas a partir de meio do século XX, após o aparecimento dos polímeros sintéticos (década de 40) e associada ao desenvolvimento das técnicas de fabrico dos geotêxteis tecidos e não-tecidos (décadas de 50 e 60, respectivamente).

Foi, contudo, na década de 70, com a introdução dos geossintéticos não-tecidos agulhados que o emprego dos geossintéticos se generalizou, em virtude do baixo custo de produção, da grande facilidade de aplicação e da eficácia no desempenho de diversas funções; o que proporcionou a expansão do mercado e potenciou o aparecimento de novos produtos, de entre os quais se destacam as geogrelhas.

Segundo Puig et al. (1977), remonta a 1971 umas das primeiras utilizações de geotêxteis não-tecidos no reforço de aterros.

A utilização de geossintéticos em obras geotécnicas tem-se generalizado cada vez mais. Têm sido utilizados em substituição de materiais de construção tradicionais e como reforço dos materiais naturais, em áreas tão diversas como as vias de comunicação, as obras hidráulicas, aterros, campos desportivos, estruturas de suporte, taludes, defesa contra a erosão ou túneis (Borges, 1995).

### 4.2. MATERIAIS E TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS

Geossintéticos são produtos obtidos a partir de polímeros sintéticos, substâncias derivadas do petróleo cujas moléculas-base (monómero, molécula constituída por átomos de carbono e oxigénio) se ligam formando longas cadeias de moléculas (polimerização) (Sieira, 2003).

Os geossintéticos diferem entre si pelos materiais constituintes e pelo processo de fabrico (Borges, 1995). As propriedades finais do geossintético estão directamente relacionadas com a composição química (tipo de polímero) e com a estrutura que o constitui.

No fabrico dos geossintéticos, podem ser utilizados diversos tipos de polímeros, sendo os mais utilizados:

- o Polietileno;
- o Polipropileno;
- o Poliéster;
- a Poliamida.

O Quadro 4.1 apresenta um resumo comparativo das propriedades dos polímeros supracitados.

Os poliésteres são os que apresentam melhores características mecânicas, ou seja, maior resistência, menor deformabilidade e menor fluência. No entanto, apresentam um custo mais elevado e são mais sensíveis a ambientes alcalinos.

Quadro 4.1 – Propriedades dos polímeros sintéticos, para um peso idêntico (John, 1987)

POLÍMEROS		POLIESTER	POLIAMIDA	POLIPROPILENO	POLIETILENO
PROPRIEDADES					
Resistência à tracção		+++	++	+	+
Deformação na rotura		++	++	+++	+++
Velocidade de fluência		+	++	+++	+++
Massa superficial		+++	++	+	+
Preço		+++	++	+	+
Resistência aos raios ultravioleta	Não estabilizado	+++	++	++	+
	Estabilizado	+++	++	+++	+++
Resistência aos alcalis		+	+++	+++	+++
Resistência aos micro-organismos		++	++	++	+++
Resistência aos óleos		++	++	+	+
Resistência aos detergentes		+++	+++	+++	+++

+++ - valor elevado    ++ - valor médio    + - valor baixo

Aos polímeros constituintes podem ser acrescentados aditivos, como os catalizadores, corantes, estabilizadores de viscosidade ou inibidores de envelhecimento, que permitem melhorar as suas propriedades finais e facilitar as operações de transformação durante o processo de fabrico.

### 4.3. CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS

De acordo com o processo de fabrico, podem-se obter diferentes tipos de geossintéticos. Na Figura 4.1 é apresentada uma proposta de classificação dos principais tipos de geossintéticos (Quaresma, 1992). Especificam-se a seguir alguns dos geossintéticos mais correntes.

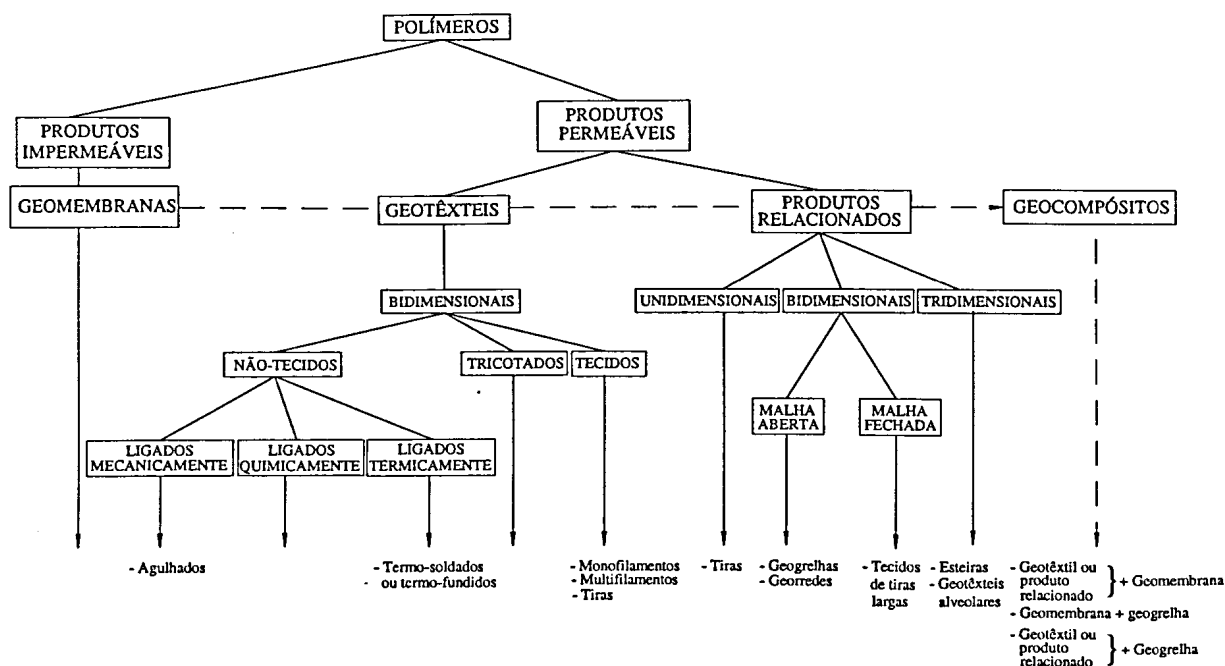


Fig.4.1 – Classificação dos geossintéticos (Quaresma, 1992)

- Geomembrana (Fig.4.2): É um produto bidimensional, de permeabilidade muito baixa, composto predominantemente por asfaltos, elastómeros ou plastómeros, utilizado geralmente com função de impermeabilização (Sieira, 2003);



Fig.4.2 – Geomembrana (Sieira, 2003)

- Geotêxtil (Fig.4.3): É um produto bidimensional, permeável, composto de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos ou fios, formando estruturas de diferentes tipos conforme o processo de fabrico, podendo desempenhar diversas funções numa obra geotécnica. De acordo com o processo de fabrico, os geotêxteis podem ser não-tecidos (ligados por processos mecânicos, químicos ou térmicos), tecidos ou tricotados;



Fig.4.3 – Geotêxtil (Sieira, 2003)

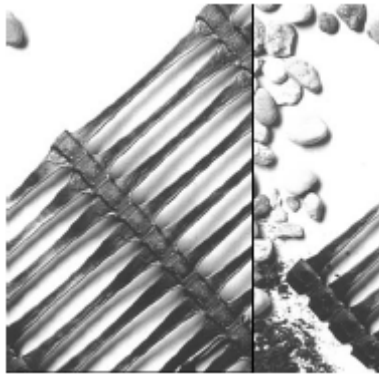
- Geocompósito (Fig.4.4): É um produto formado pela sobreposição ou associação de um ou mais geossintéticos entre si ou com outros produtos, geralmente concebido para desempenhar uma função específica (Sieira, 2003);



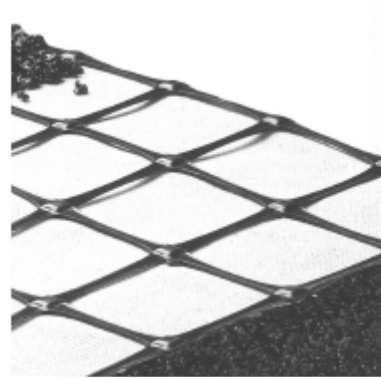
Fig.4.4 – Geocompósito (Sieira, 2003)

- Geogrelha (Figuras 4.5, 4.6 e 4.7): É uma estrutura em forma de grelha com funções predominantes de reforço, cujas aberturas permitem a interacção do meio em que estão confinadas, constituída por elementos resistentes à tracção, sendo considerada unidireccional quando apresenta elevada resistência à tracção apenas em uma direcção, e bidireccional quando apresenta uma elevada resistência à tracção nas duas direcções principais. Em função do processo de fabrico as geogrelhas podem ser extrudidas, soldadas ou tecidas (Sieira, 2003). Têm uma função de especial importância no reforço de aterros sobre colunas.





(a)



(b)

Fig.4.5 – Geogrelhas extrudadas, (a) unidireccional; (b) bidireccional (Sieira, 2003)

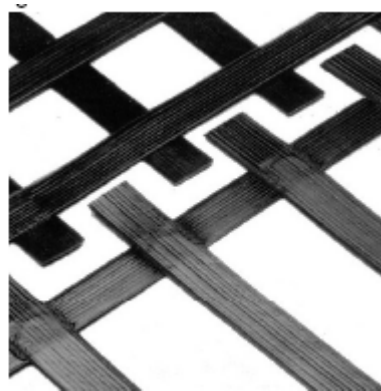
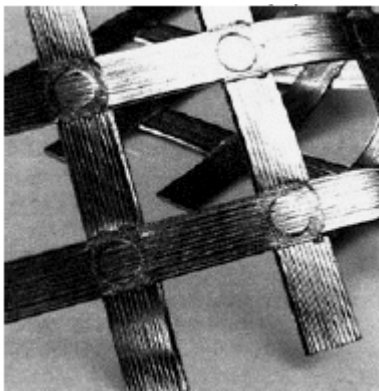


Fig.4.6 – Geogrelhas soldadas (Sieira, 2003)

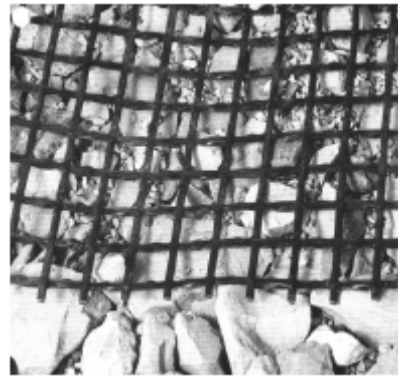
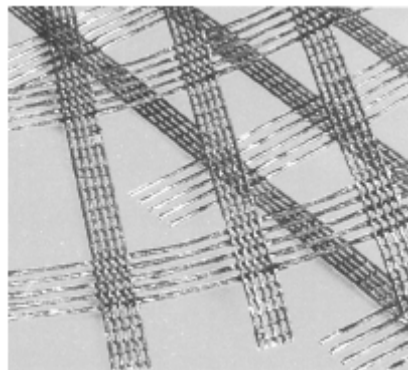


Fig.4.7 – Geogrelhas tecidas (Sieira, 2003)

#### **4.4. FUNÇÕES**

Os geossintéticos podem exercer diversas funções, de entre as quais se destacam a drenagem, filtragem, separação, protecção e reforço. Numa determinada aplicação, o geossintético pode desempenhar, simultaneamente, mais que uma função.

#### 4.4.1. DRENAGEM

Consiste em colectar, transportar e evacuar a água dos solos através do geossintético colocado quer à superfície, quer em profundidade.

#### 4.4.2. FILTRAGEM

Os geossintéticos no desempenho desta função permitem a passagem dos fluidos perpendicularmente aos seus planos, evitando o arrastamento das partículas sólidas. A filtragem pode ser considerada em duas situações distintas: para evitar o arrastamento de partículas em suspensão; no interior de maciços terrosos, permitindo a passagem de água mas impedindo a passagem de partículas sólidas.

#### 4.4.3. SEPARAÇÃO

Colocado entre dois solos com características geotécnicas distintas, o geossintético impede que as partículas dos dois solos se misturem ou interpenetrem.

#### 4.4.4. PROTECÇÃO

Consiste na redistribuição e uniformização de tensões ou de deformações transmitidas ao material protegido, reduzindo as solicitações localizadas. A protecção pode ser considerada em duas situações distintas: sobre os maciços, conferindo protecção da acção dos agentes atmosféricos ou de tráfego; entre dois materiais, de modo a evitar que um deles seja danificado pela acção das cargas concentradas ou de deformações impostas pelo outro.

#### 4.4.5. REFORÇO

A introdução de elementos resistentes (geossintéticos), convenientemente orientados, aumenta a resistência e restringe as deformações do solo. O comportamento global é melhorado à custa da transferência de esforços para os elementos resistentes, aproveitando a resistência à tracção do material. Os geossintéticos exercem acção de reforço em duas situações: desempenham função de membrana, quando colocados entre duas camadas sujeitas a pressões diferentes e a sua tensão equilibra a diferença de pressões entre essas duas camadas, conduzindo a um reforço global; quando colocado no interior de maciços para suportar tensões de tracção que se mobilizam, por exemplo, por atrito lateral nas interfaces solo-geotêxtil ou devido aos impulsos nos elementos transversais das geogrelhas, melhorando o comportamento mecânico global da estrutura. Um exemplo de aplicação é a colocação de geossintéticos sobre solos argilosos moles reforçados com colunas, funcionando como membrana, como no caso objecto de estudo nos Capítulos 5 e 6.

É apresentado no Quadro 4.2 um resumo das principais aplicações de vários tipos de geossintéticos.

Quadro 4.2 – Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações (adaptado de Koerner, 1998)

Geossintético	APLICAÇÃO					
	Reforço	Filtração	Drenagem	Protecção	Separação	Impermeabilização
Geotêxtil	✓	✓	✓	✓	✓	
Geogrelha	✓					
Geomembrana					✓	✓
Geocompósito	✓		✓			✓
Tiras	✓					
Georredes			✓			
Geotubo			✓			
Geomanta						✓
Geocélulas	✓					

#### 4.5. PROPRIEDADES

Para que o geossintético dê garantias de bom comportamento, tanto durante as etapas de transporte, manuseamento e colocação na obra, como durante o tempo de vida útil da obra deverá possuir determinado conjunto de propriedades. Qualquer que seja a função a desempenhar, o geossintético deverá cumprir exigências relativamente a:

- Resistência à tracção;
- Resistência ao rasgamento;
- Resistência à perfuração;
- Estabilidade em relação à temperatura;
- Estabilidade em relação às radiações ultravioleta.

No Quadro 4.3 é feita a síntese das propriedades exigidas ao geossintético para o bom desempenho em cada uma das funções.

Para a função de reforço, aquela que mais interessa no âmbito deste trabalho, são importantes:

- Resistência a tracção e módulo de deformabilidade adequadas, já que são estas as características que directamente contribuem para a eficácia da função de reforço do geossintético;
- Fluência e relaxação mínimas para evitar que os reforços percam eficácia significativa durante a vida útil da obra;
- Resistência nas interfaces solo-geossintético, pois desenvolvem-se nestas interfaces interações necessárias ao funcionamento conjunto da estrutura compósita; se o geossintético funcionar como membrana, esta propriedade já não é relevante para o seu bom funcionamento como reforço;
- Resistência ao rasgamento e à perfuração, para evitar a ocorrência de descontinuidades físicas, que teriam como consequências a perda de rigidez e resistência globais do geossintético;
- Flexibilidade, para garantir um bom contacto entre o solo e os reforços;

- Durabilidade compatível com a vida da obra.

Quadro 4.3 – Exigências operacionais e funcionais de maior relevância para as funções correntes (Lopes, 1992)

FUNÇÕES	PROPRIEDADES MECÂNICAS						PROPRIEDADES FÍSICAS E HIDRÁULICAS				LIGAÇÃO	PROPRIEDADES EM RELAÇÃO A ACÇÕES AMBIENTAIS				OBJECTIVOS	LOCALIZAÇÃO
DRENAGEM	ESPESSURA E COMPRESSIBILIDADE	RESISTÊNCIA	DEFORMABILIDADE	FLUÊNCIA E RELAXAÇÃO	RASGAMENTO	PERFURAÇÃO	RESISTÊNCIA DAS INTERFACES COM OS SOLOS	FLEXIBILIDADE	NORMAL (PERMISSIVIDADE)	TRANSVERSAL (TRANSMISSIVIDADE)	POROMETRIA, EOS	RADIAÇÕES UV	TEMPERATURA	ATAQUE QUÍMICO	ATAQUE BIOLÓGICO	REMOVER O EXCESSO DE ÁGUA	INCLUSÃO
FILTRAGEM	F	O	—	—	O	O	—	F	F	—	F	O,F	O,F	F	F	EVITAR A EROSÃO INTERNA	INTERFACE
SEPARAÇÃO	—	O	—	—	O	O	—	—	F	—	F	O,F	O,F	F	F	EVITAR A MISTURA	INTERFACE
PROTECÇÃO	F	O,F	F	—	O,F	O,F	F	F	—	—	—	O,F	O,F	F	F	EVITAR A DANIFICAÇÃO	INTERFACE
REFORÇO	—	O,F	F	F	O,F	—	F	F	—	—	—	O,F	O,F	F	F	FORNECER REFORÇO	INTERFACE (ACÇÃO MEC. DE MEMBRANA) INCLUSÃO (REFORÇO DE TRACÇÃO)

O – Exigência operacional

F – Exigência funcional

#### **4.6. COLOCAÇÃO EM OBRA**

A colocação de um geossintético em obra deve ser antecedida pela elaboração de um plano de colocação, que deve contemplar (Borges, 1995):

- Preparação do terreno;
- Planta das faixas;
- Ordem de colocação das faixas, impondo o sentido de colocação;
- Indicação do método de ligação (por costuras, grampeamentos, colagem ou sobreposição) e indicação do valor;
- Indicação de eventuais cortes para ajustamento às condições locais.

A preparação do terreno tem como objectivo evitar que o geossintético possa ser rasgado ou perfurado, ou que existam zonas com concentração de tensões.

As faixas devem ser orientadas tendo em conta a orientação das acções, normalmente na direcção dos esforços mais elevados. A sobreposição longitudinal deve ser realizada paralelamente a esta direcção. Quando for necessário sobrepor os geossintéticos na direcção transversal é conveniente tê-lo em conta no sentido do lançamento do material, para que a sobreposição não tenha tendência a levantar.

A ligação entre faixas, no caso dos geossintéticos, pode ser feita por sobreposição simples, por sobreposição por grampeamento, por costura ou por colagem.

A ligação por sobreposição simples deve atender ao tipo de solo, exigindo comprimentos de sobreposição desde 0,20 a 1,0m, caso se trate de solos pouco deformáveis com superfícies planas ou solos muito deformáveis com superfícies irregulares, respectivamente. Esta ligação não suporta esforços no sentido transversal, pelo que não deve ser utilizado com função de reforço nesta direcção (Sieira, 2003).

A ligação por sobreposição por grampeamentos é a de mais rápida execução, contudo não garante a manutenção das propriedades hidráulicas e de resistência. Este tipo de ligação costuma ser usado quando as descontinuidades físicas não comprometem o comportamento do geossintético.

A ligação por costura é a mais eficaz. Exige sobreposições da ordem dos 0,10 a 0,20m (Sieira, 2003).

#### **4.7. REFORÇO DE SOLOS**

##### **4.7.1. GEOSSINTÉTICOS USADOS NO REFORÇO DE SOLOS**

Os geossintéticos mais utilizados como elementos de reforço de solos são os geotêxteis e as geogrelhas (Sieira, 2003).

A utilização de geotêxteis apresenta vantagens económicas e mecânicas. Do ponto de vista económico a utilização de geotêxteis é atractiva pelo custo do material e pela facilidade de transporte e colocação em obra. Do ponto de vista mecânico, são materiais que funcionam como reforços bidimensionais com aberturas de dimensões reduzidas, dispõem de elevadas áreas de interacção com o solo envolvente, o que, consequentemente, facilita a transferência dos esforços para as inclusões. A elevada deformabilidade é uma condicionante na aplicação destes materiais, principalmente dos geotêxteis não-tecidos.

As geogrelhas são o tipo de geossintético que maior aplicação tem no reforço de solos. Possuem características mecânicas adequadas para este tipo de função, elevadas rigidez e resistência à tracção e interacção solo-reforço eficaz.

#### 4.7.2. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS GEOSSINTÉTICOS

O comportamento mecânico dos geossintéticos depende de muitos parâmetros: natureza do polímero constituinte, estrutura, método de fabrico, tensão de confinamento, velocidade de deformação, temperatura, humidade, tempo, susceptibilidade aos agentes químicos e biológicos, etc.

De uma forma simplificada, pode considerar-se a deformação total de um geossintético como sendo a resultante de duas parcelas: a deformação dos componentes e a deformação estrutural.

Materiais como as geogrelhas e os geotêxteis tecidos têm uma elevada rigidez estrutural, assim o geossintético é controlada pela deformação dos componentes, que depende do polímero constituinte.

Contrariamente, nos geotêxteis não-tecidos agulhados é a deformação estrutural que controla a deformação total, pelo que o material é sensível a factores externos que influenciem essa deformação, como, por exemplo, a tensão de confinamento.

A Figura 4.8 (McGown et al., 1981) dá uma ideia das gamas de variação do comportamento mecânico de diversos geotêxteis, em função da estrutura e do processo de fabrico.

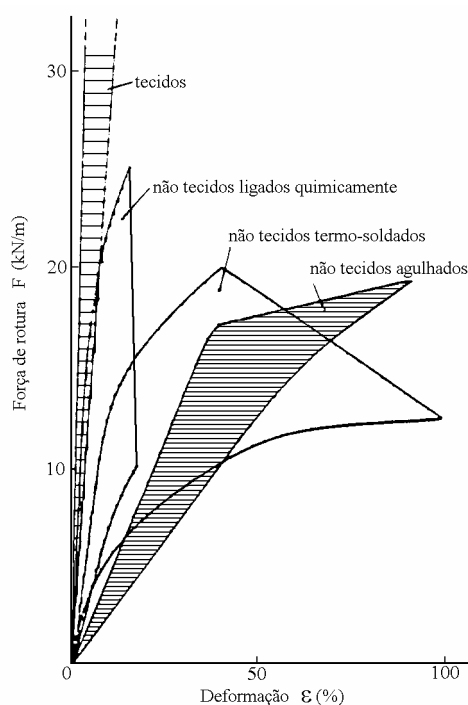


Fig.4.8 – Comportamento à tracção de diferentes geotêxteis (McGown et al., 1981)

A importância da estrutura é igualmente evidenciada nos resultados da Fig.4.9 correspondentes a ensaios de tracção não confinados realizados em amostras de geotêxteis tecidos e não-tecidos, em poliéster, e geogrelhas (em polietileno).

A maior resistência observada corresponde às geogrelhas enquanto que a menor resistência corresponde aos geotêxteis não-tecidos, apesar de os respectivos polímeros constituintes se comportarem de forma contrária (o poliéster é o material mais resistente e o polietileno o menos resistente).

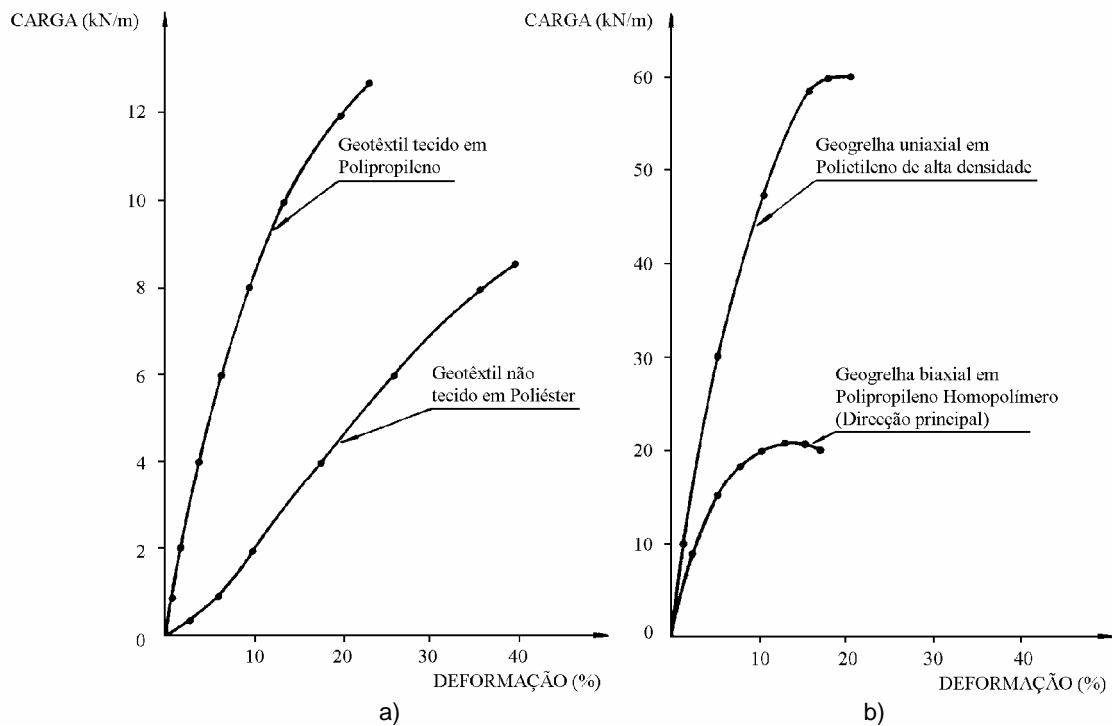


Fig.4.9 – Curvas tracção-deformação de geossintéticos: a) geotêxteis tecidos e não tecidos (McGown et al., 1982); b) geogrelhas uniaxiais e biaxiais (Yeo, 1985)

A velocidade de deformação, a temperatura e a tensão de confinamento são outros parâmetros que influenciam o comportamento mecânico dos geossintéticos.

A velocidade de deformação e a temperatura afectam a deformação dos componentes. A tensão de confinamento influencia a deformação da estrutura. A análise das figuras 4.10, 4.11 e 4.12 permite constatar:

- O aumento da temperatura e a diminuição da velocidade de deformação têm como consequências a diminuição da resistência e o aumento da deformação; esta influência não é significativa nos materiais cujas deformações são controladas pela deformabilidade estrutural;
- O aumento da tensão de confinamento tem como consequência a diminuição de deformação, devido ao aumento das forças de atrito entre as fibras e a diminuição do deslizamento e reorientação das partículas; esta influência é mais significativa nos materiais controlados pela deformabilidade estrutural.

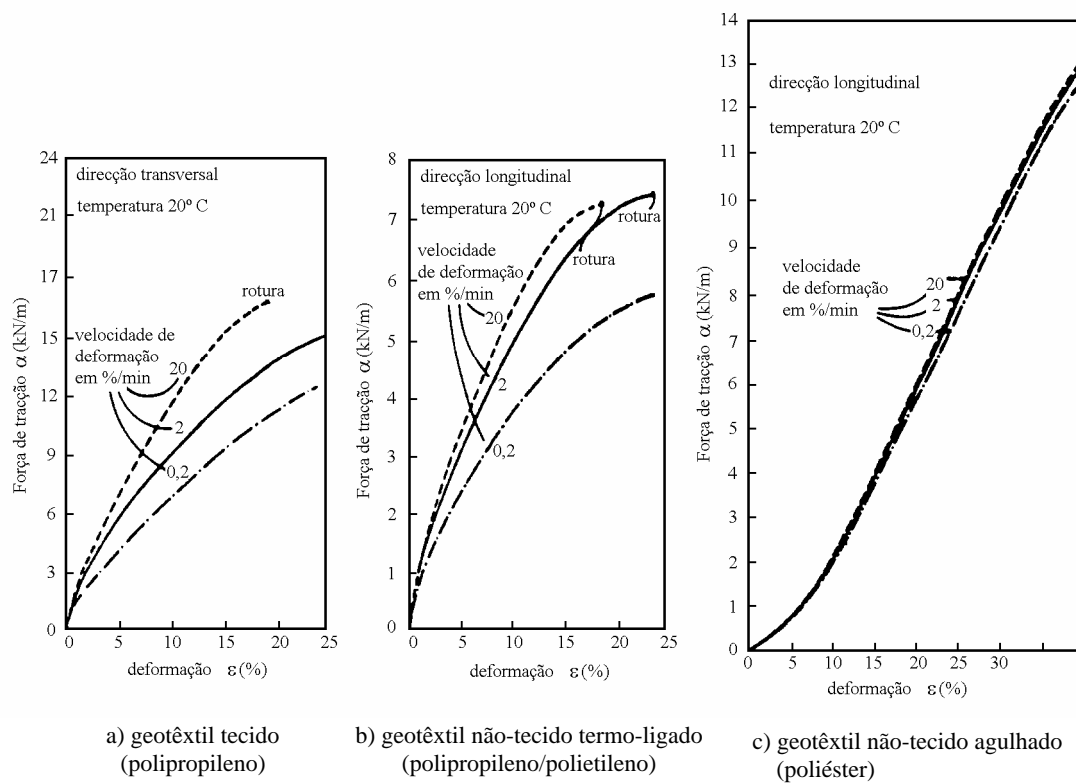


Fig.4.10 – Influência da velocidade de deformação no comportamento mecânico dos geossintéticos (Andrawes et al., 1984)

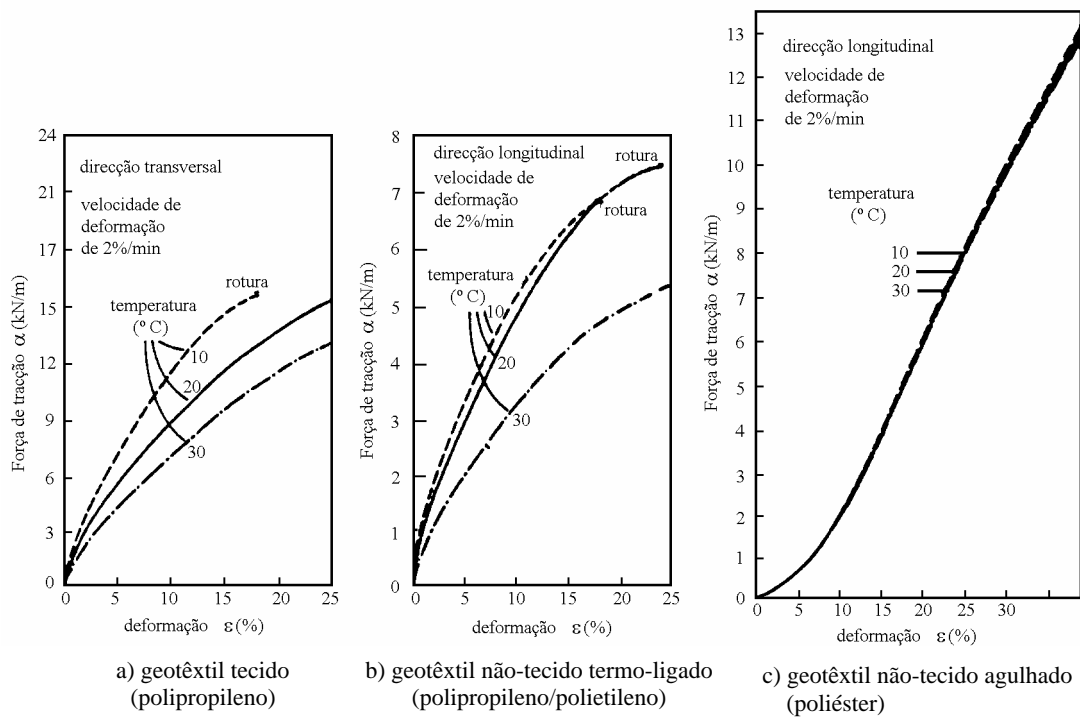


Fig.4.11 – Influência da temperatura no comportamento mecânico dos geossintéticos (Andrawes et al., 1984)



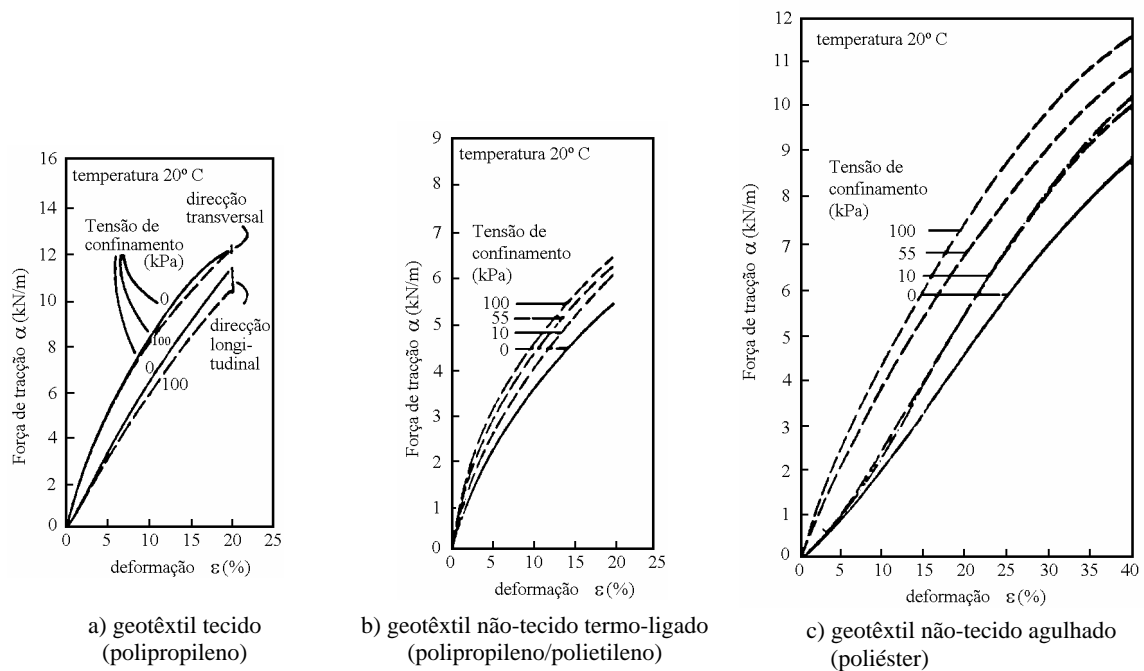


Fig.4.12 – Influência da tensão de confinamento no comportamento mecânico dos geossintéticos (Andrawes et al, 1984)

Em situações de reforço, em muitas obras geotécnicas, o geossintético está traccionado durante toda a vida útil da obra. Neste caso é pertinente a determinação das características de fluência, pois os materiais poliméricos são materiais sujeitos a este fenómeno, isto é, podem sofrer alterações mecânicas no tempo com consequência na diminuição da rigidez e resistência à tracção do material.

O poliéster e a poliamida são pouco susceptíveis à fluência, enquanto que o polipropileno e o polietileno são polímeros mais susceptíveis.

Esta característica pode ser minimizada através de um tratamento físico-químico ao material, e/ou através da consideração de coeficientes de segurança, garantindo que o geossintético não atinge rotura por fluência ao longo da vida útil.



# 5

## ESTUDO BASE

### 5.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo é dedicado à realização do estudo base de um aterro sobre solos moles reforçado com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintético.

Numa primeira fase é realizada uma breve descrição do modelo numérico e do modelo constitutivo do solo, o modelo  $p$ - $q$ - $\theta$ , utilizados na análise do estudo base.

Numa segunda fase é apresentado o estudo base, descrevendo as suas características geométricas, as características dos solos e materiais de reforço e o processo construtivo. Por último, são abordados os resultados obtidos e a sua discussão.

### 5.2. MODELO NUMÉRICO

#### 5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo é feita uma breve apresentação do programa de cálculo automático (modelo numérico), baseado no método de elementos finitos, utilizado no presente trabalho. Este programa é designado por RECRIB e foi desenvolvido por Borges (1995).

No contexto do presente trabalho, as hipóteses teóricas fundamentais presentes no modelo são as seguintes:

- Simulação de estados planos e axissimétricos de deformação e de escoamento;
- Formulação acoplada das equações de equilíbrio (problema mecânico) e escoamento (problema hidráulico), tendo em conta as relações constitutivas do solo (modelo elastoplástico) formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot); esta formulação é aplicada em todas as fases do problema, ou seja, quer durante a construção do aterro, quer no período pós-construtivo;
- Utilização do modelo de estados críticos  $p$ - $q$ - $\theta$ , na simulação do comportamento constitutivo dos solos de fundação e de aterro;
- Utilização de um modelo elástico linear bidimensional na simulação do comportamento constitutivo das colunas de jet grouting;
- Utilização de um modelo elástico linear (unidimensional) na modelação do comportamento constitutivo do geossintético.

### 5.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS

Quando é aplicada uma acção a uma massa de solo saturado, a carga reparte-se, por regra, em duas parcelas. Uma parte da carga fica instalada no esqueleto sólido (incremento de tensões efectivas) e a outra no fluido intersticial (excesso de pressão neutra). A distribuição dos excessos de pressão neutra, não sendo em geral uniforme, implica a geração de gradientes hidráulicos. Desta forma, estabelecem-se condições iniciais de um regime de escoamento transitório, durante o qual é transferida carga do fluido intersticial para o esqueleto sólido (Lewis e Schrefler, 1987; Borges, 1995; Potts e Zdravkovic, 1999).

A teoria matemática que descreve a dissipação dos excessos de pressões neutras e a deformação do solo que lhe está associada é habitualmente designada por teoria da consolidação.

O estudo dos processos de consolidação é dos mais complexos em Geotecnia, pois para além da variação instantânea dos estados de tensão decorrentes da aplicação de carga, ocorre evolução diferida no tempo dos mesmos. Este problema pode ser tratado através da integração no espaço e no tempo de um conjunto de equações diferenciais que regem o fenómeno.

A primeira formulação teórica dos fenómenos de consolidação foi levada a cabo por Terzaghi em 1923, em termos unidimensionais. Posteriormente vários autores aperfeiçoaram e adaptaram esta teoria.

A formulação da primeira teoria geral e coerente de consolidação multidimensional deve-se a Biot (1935, 1941). A teoria de Biot permite ter em conta a interdependência entre os fenómenos de deformação do esqueleto sólido e do escoamento do fluido intersticial, ou seja, a análise do problema tem em conta não só as equações de equilíbrio mecânico, mas também as equações que governam o escoamento (análises acopladas).

Esta teoria, que foi inicialmente desenvolvida considerando o solo com um comportamento isotrópico e elástico linear, foi posteriormente melhorada para comportamentos mais complexos nomeadamente anisotrópico e viscoso.

Após a apresentação da teoria de consolidação de Biot, diversos autores aplicaram o método de elementos finitos em problemas de consolidação usando formulações matemáticas, as quais reformularam algumas das hipóteses iniciais de Biot (extensões à teoria de Biot).

O programa de cálculo utilizado foi desenvolvido tendo presente o carácter incremental no tempo das equações governativas (hidráulicas e mecânicas), pelo que o seu autor adoptou apenas técnicas incrementais na resolução do problema não linear. Deste modo, em cada cálculo está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento temporal), durante o qual se aplica, ou não, uma acção mecânica (incremento de carga).

Como já foi referido, o programa de cálculo baseia-se no método dos elementos finitos, tendo como variáveis básicas os incrementos dos deslocamentos e dos excessos pressão intersticial.

Para a aplicação do método dos elementos finitos, é necessária a discretização do meio em elementos. No caso de formulações acopladas mecânico-hidráulicas, a discretização passa por uma divisão do espaço físico em pequenas porções do espaço (elementos finitos tridimensionais, no caso mais geral) e por discretização do tempo em incrementos temporais (elementos unidimensionais). Em cada cálculo, as variáveis básicas no interior do elemento são definidas por funções de forma, a partir dos valores dessas variáveis nos nós dos elementos. O grau das funções de forma é determinante no rigor da solução numérica obtida, impondo o número mínimo de nós (pontos onde são determinadas as incógnitas do problema) que cada elemento terá de ter.

O método consiste, em cada cálculo (para cada incremento de carga e tempo), na resolução do sistema de equações cujas incógnitas são, como se referiu, os incrementos dos deslocamentos e das pressões intersticiais nos nós dos elementos que discretizam o meio, a partir dos quais se determinam as deformações e, a partir destas, as tensões, tendo em conta o comportamento constitutivo dos materiais. A continuidade do meio tem de ser garantida, ou seja, é imposta a compatibilidade das variáveis nos pontos nodais de elementos adjacentes.

Em análises bidimensionais, o programa usa dois tipos de elementos triangulares para modelar as massas de solo (Fig.5.1).

O elemento representado na Fig.5.1a é usado em massas de solo onde se processa consolidação (análise acoplada) e é constituído por 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados), e 3 pontos nodais para os excessos de pressões neutras (nos vértices). No estudo base este elemento é utilizado nos elementos do solo mole de fundação.

O elemento representado na Fig.5.1b apresenta somente 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados). No estudo base, este elemento é utilizado para modelar o comportamento das colunas de jet grouting e do aterro. Este último, geralmente granular, apresenta valores de permeabilidade bastante elevados, sendo aceitável a hipótese correspondente a situação drenada (excessos de pressão neutra nulos).



Fig.5.1 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas-deslocamentos e 3 incógnitas-excesso de pressão neutra; b) 12 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excesso de pressão neutra

Na modelação do geossintético é usado o elemento-barra unidimensional de 3 nós (nas extremidades e no ponto médio do elemento). De forma a simular o funcionamento do geossintético como membrana (cabo ou catenária), é utilizado no programa a opção correspondente à actualização das coordenadas dos nós da malha após cada cálculo incremental.

### 5.2.3. COMPORTAMENTO CONSTITUTIVO DOS SOLOS/MODELO P-Q-Θ

A simulação do comportamento de obras geotécnicas requer a escolha de um modelo realista para o solo, que reproduza as características de influência mais relevante no comportamento global das obras em questão.

É necessário escolher um modelo que, para além de simular adequadamente o comportamento do solo, seja relativamente simples, de forma a traduzir esse comportamento por um número reduzido de parâmetros de caracterização laboratorial simples.

O modelo de estados críticos p-q- $\theta$  é o escolhido para simular o comportamento constitutivo do solo na elaboração do presente trabalho.

Trata-se de um modelo elastoplástico que estabelece a distinção entre os conceitos de cedência e de rotura última ou estado crítico. Um solo está em estado crítico quando se deforma sem alteração do estado de tensão nem de volume, situação em que se verificam as condições de plasticidade perfeita.

A Fig.5.2a mostra, no espaço das tensões principais efectivas, as superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- $\theta$ . No sistema de coordenadas p-q (em que p é a tensão média efectiva e q a tensão de desvio), a função de cedência é uma elipse (Fig.5.2b). Dependendo da trajectória de tensões, o modelo p-q- $\theta$  simula endurecimento (trajectória 1-2, Fig.5.2b e c, em que  $\epsilon_v$  é a deformação volumétrica e  $\epsilon_d$  a deformação distorcional) ou amolecimento (trajectória 3-4, Fig.5.2b e d).

Neste modelo, o parâmetro que define o declive da linha de estados críticos no referencial p-q, M, não é constante; depende do invariante das tensões  $\theta$  e do ângulo de atrito do solo definido em termos efectivos,  $\Phi'$ :

$$M = \frac{3 \sin \phi'}{\sqrt{3} \cos \theta + \sin \phi' \sin \theta} \quad (5.1)$$

Introduzindo esta expressão na equação da linha de estados críticos no referencial p-q,

$$q = M \cdot p \quad (5.2)$$

obtém-se a equação correspondente ao critério de Mohr-Coulomb, adaptado pois neste modelo para a superfície de estados críticos (Fig.5.2a, b).

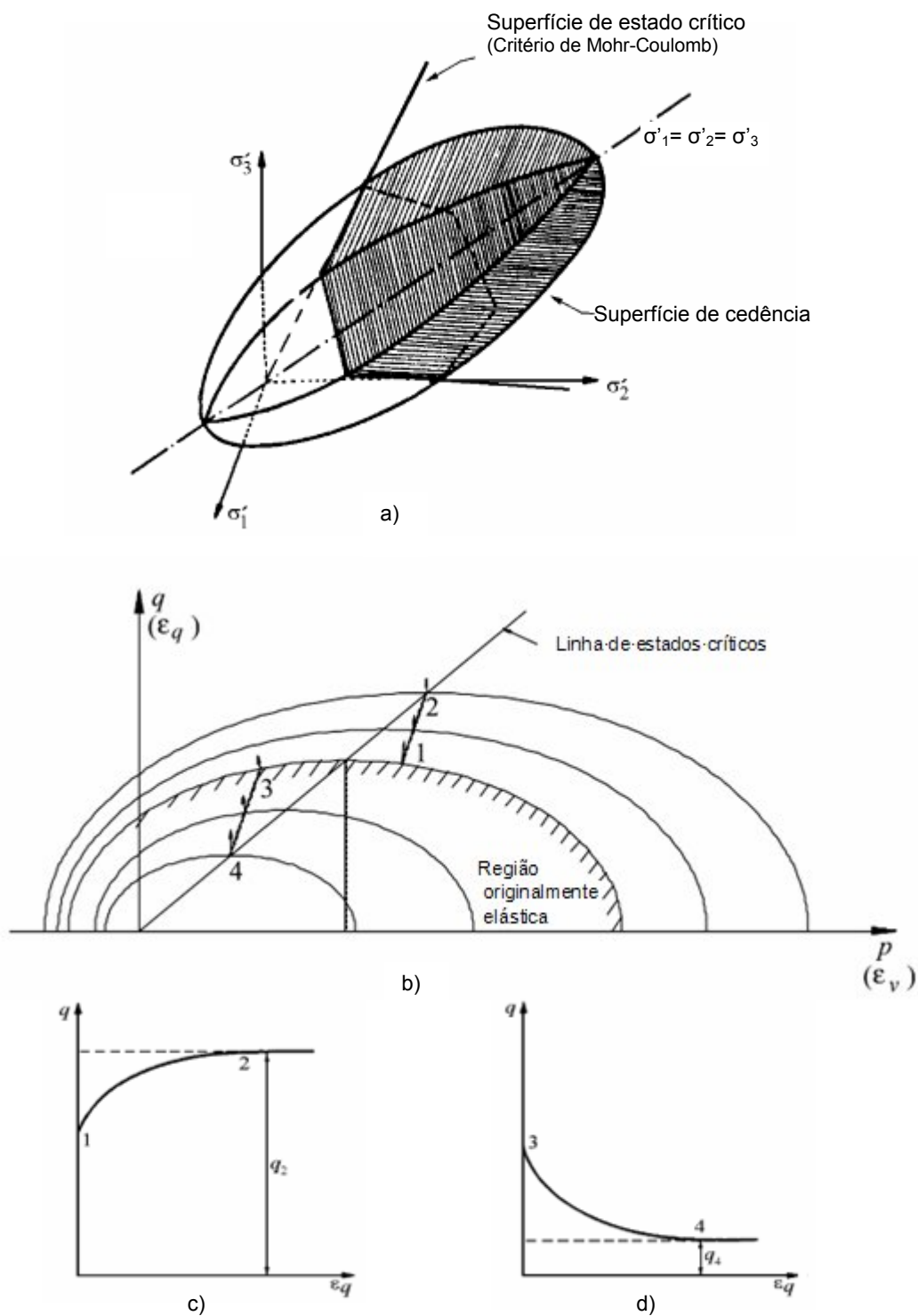


Fig.5.2 – a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo  $p$ - $q$ - $\theta$  no espaço das tensões principais efectivas; b) superfícies de cedência do modelo  $p$ - $q$ - $\theta$  (no referencial  $p$ , $q$ ); c) endurecimento (trajectória de tensões 1-2); d) amolecimento (trajectória de tensões 3-4) (Borges, 1995)

### **5.3. ESTUDO BASE**

#### **5.3.1. INTRODUÇÃO**

Com o objectivo de estudar o comportamento de aterros de grande extensão sobre solos moles reforçados com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintético, tanto no período de construção do aterro como ao longo do tempo, é analisado neste capítulo um estudo base.

Começa-se pela descrição das características geométricas do problema base, das características mecânicas e hidráulicas dos solos e materiais de reforço, do processo construtivo e da malha de elementos finitos usada na sua modelação.

Numa segunda fase são analisados os resultados obtidos a partir da modelação numérica. Pretendeu-se avaliar o comportamento do problema no que respeita à evolução dos estados de tensão e dos deslocamentos, bem como de grandezas interpretativas do funcionamento da obra, tais como o factor de concentração de tensões e os coeficientes de efeito de arco, eficácia do reforço e redução de assentamentos.

#### **5.3.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE**

O estudo base consiste na construção contínua, em 14 dias, de um aterro de 2m de altura sobre um solo argiloso mole saturado, reforçado com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintético, funcionando como membrana (Fig.5.3).

A camada de argila tem 6m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável que estabelece as condições fronteira inferior do problema. O nível freático encontra-se à superfície do solo argiloso. As colunas de jet grouting estão dispostas segundo malha quadrangular em planta e têm comprimento igual à possança da camada argilosa, ou seja, a sua extremidade inferior apoia-se no estrato rígido.

Como o aterro apresenta grande extensão planimétrica, recorreu-se ao conceito de célula fundamental ou unitária para o estudo base. Assim, aplicou-se o modelo numérico a um sistema constituído por uma coluna de jet grouting e pelo solo mole envolvente, geossintético e aterro da sua área de influência (Fig.5.4). Pelas características geométricas da obra existe simetria relativamente ao eixo vertical que passa pelo centro da coluna. Esta particularidade permite tratar o problema simplificadaamente como um problema bidimensional axissimétrico. Para simplificar a análise, considera-se que cada coluna tem uma área de influência circular (ou cilíndrica, numa perspectiva tridimensional).



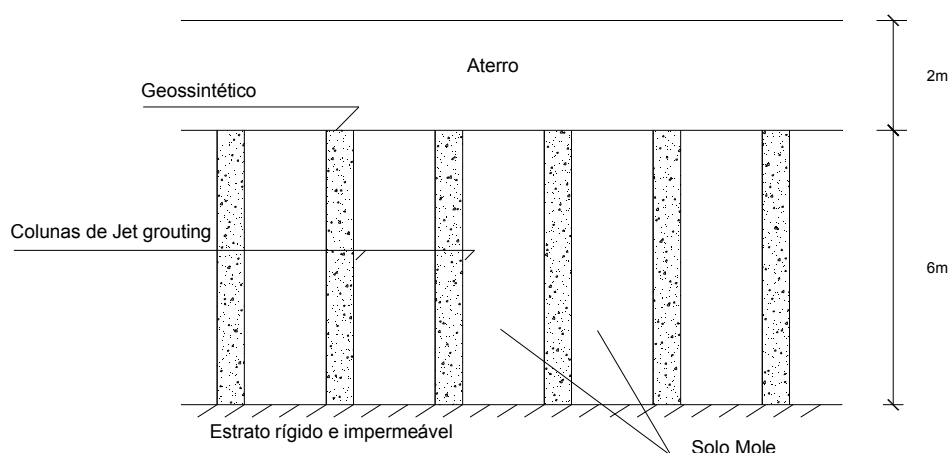


Fig.5.3 – Representação esquemática do problema a estudar

A simulação do comportamento real do solo confinado é garantida através da imposição de condições fronteira. Com esse intuito foram impedidos os deslocamentos horizontais de todos os pontos na fronteira lateral da célula (superfície cilíndrica). Como o problema é limitado inferiormente por um estrato rígido admitido como indeformável, os deslocamentos verticais e horizontais da extremidade inferior da coluna e do solo mole foram impedidos (Fig.5.4). Na superfície de drenagem, na base do aterro, foram impostos para os excessos de pressão neutra valores iguais a zero.

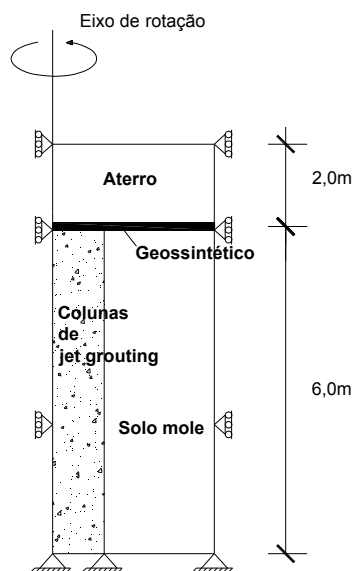


Fig.5.4 – Representação esquemática da célula unitária

Uma revisão bibliográfica acerca de aterros reforçados mostra que o espaçamento típico entre colunas varia entre 1,5 a 4,5m (Han, 1999). Neste estudo, considerou-se o raio da célula unitária igual a 2,15m (Fig.5.4), o que corresponde a um espaçamento entre colunas de 3,81m em malha quadrangular. As

colunas têm diâmetro 1,2 m. A camada de geossintético foi colocada no topo das colunas. Assumiu-se que o geossintético tem propriedades idênticas em todas as direcções.

A Fig.5.5 mostra a malha de elementos finitos usada na discretização do meio em diferentes fases do problema, a qual é constituída no total por 1207 elementos, distribuídos da seguinte forma:

- 702 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem o solo mole;
- 272 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e zero incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem o aterro;
- 216 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e zero incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem as colunas de jet grouting;
- 17 elementos barra de 3 nós (6 incógnitas de deslocamento) que modelam o geossintético na base do aterro.

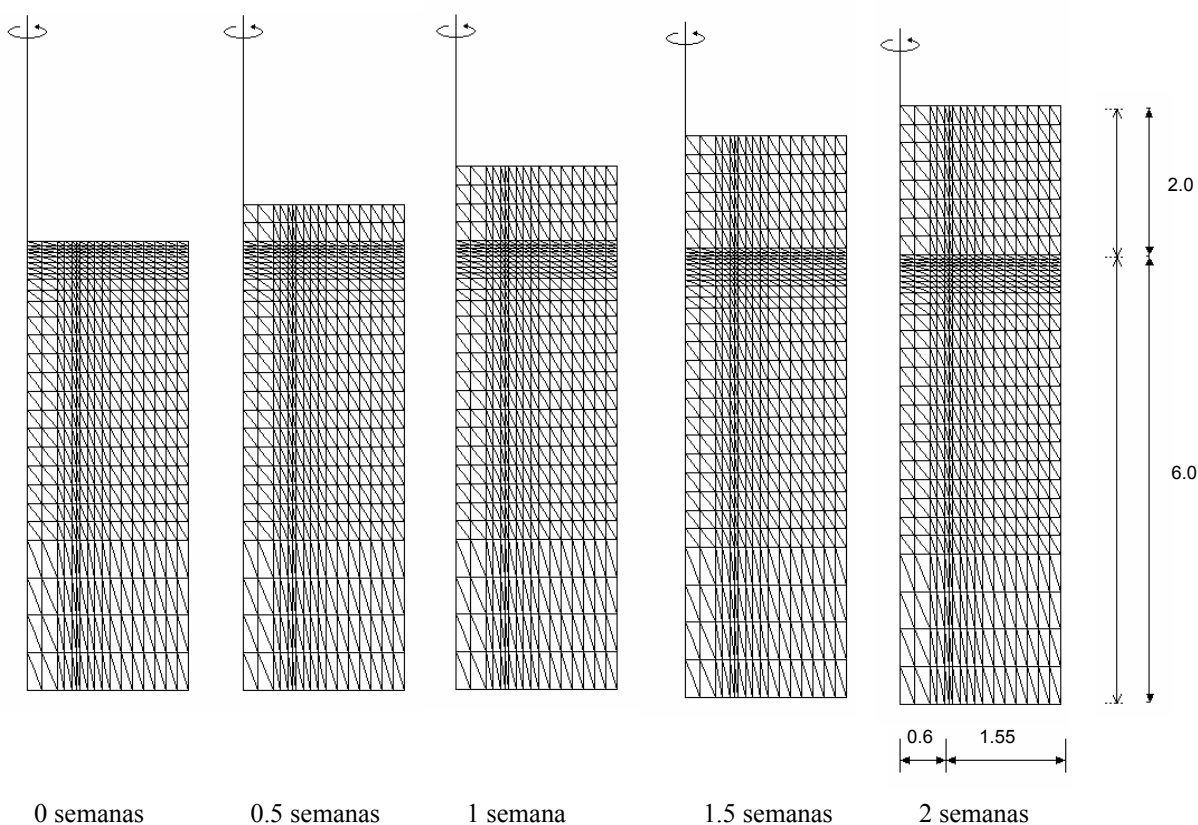


Fig.5.5 – Malha de elementos finitos (ao longo do processo construtivo)

Relativamente à modelação das interfaces solo-colunas de jet grouting, optou-se, por simplificação, pela não utilização de elementos de junta. Esta opção justifica-se, em parte, pelo facto de ser no corpo do aterro e no geossintético que o mecanismo de transferência de carga essencialmente se desenvolve, isto é, que grande parte da carga se transmite para a coluna. Por outro lado, assegurou-se uma boa discretização da malha nessa zona (malha com espaçamentos de 5cm). A sustentar esta opção esteve também o facto de a maior parte dos casos relativos à simulação deste tipo de obras encontrados na bibliografia da especialidade terem realizado a mesma simplificação (Gangakhedkar, 2004; Rao, 2006 e Abdullah, 2006).

O funcionamento do geossintético como membrana justificou igualmente a não consideração de elementos de junta nas interfaces solo-geossintético. Esses elementos de junta só se justificam quando o mecanismo de transferência de tensões para o geossintético se faz por atrito-aderência nas interfaces, o que não é o caso do funcionamento como membrana.

Como referido anteriormente, utilizou-se no programa a opção de actualização das coordenadas dos nós da malha após cada cálculo incremental. O solo sofre deformações que implicam mudanças na geometria do problema. É com base nesta consideração que reside a mobilização de forças de tracção pelo geossintético que vão permitir a transferência de carga para as colunas de jet grouting.

O comportamento do solo argiloso e do material de aterro foram simulados pela aplicação do modelo de estados críticos p-q- $\theta$ . No Quadro 5.1 são apresentados as características adoptadas para as duas formações. Relativamente ao material de aterro, tomou-se para o coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ , o valor de 0,43 e o grau de sobreconsolidação foi considerado igual a 1.

No Quadro 5.2 são apresentados os valores do coeficiente de sobreconsolidação (OCR) e do coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ) da argila, em profundidade. Trata-se pois de uma argila ligeiramente sobreconsolidada até à profundidade de 1,8m e normalmente consolidada para profundidades superiores.

Quadro 5.1 – Características da argila e do material de aterro

	$\lambda$	k	$\Gamma$	$\Phi'$ (°)	$v'$	N	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_x$ (m/s)	$k_y$ (m/s)
Argila	0,22	0,02	3,26	30	0,25	3,40	17	$10^{-9}$	$10^{-9}$
Aterro	0,03	0,005	1,80	35	0,30	1,817	20	-	-

$\lambda$  – declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga; k – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópica; N – volume específico de solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1kPa;  $\Gamma$  – volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efectiva de 1kPa;  $\Phi'$  – ângulo de atrito definido em tensões efectivas;  $v'$  – coeficiente de Poisson definido em tensões efectivas;  $\gamma$  – peso específico;  $k_x$ ,  $k_y$  – permeabilidades nas direcções horizontal e vertical, respectivamente

Quadro 5.2 – Coeficientes de impulso em repouso ( $K_0$ ) e de sobreconsolidação da argila (OCR)

PROFUNDIDADE (m)	$K_0$	OCR
0 - 1	0,7	2,43
1 - 1,8	0,7 - 0,5	2,43 - 1
1,8 - 6	0,5	1

Para o geossintético foi adoptado um modelo de comportamento elástico linear. O limite máximo de deformação recomendado para este tipo de obra é 6%. Deste modo, ao longo da vida útil da obra, o geossintético apresentará um comportamento que se encontra na parte linear elástica da curva tracção/deformação, muito longe da rotura como se mostra na Fig.5.6 relativa a 5 ensaios de tracção apresentados por Sieira (2003). Para o geossintético, adoptou-se a rigidez à tracção de  $J=E \cdot t=6000 \text{ kN/m}$ , sendo E o módulo de elasticidade ( $E=1,5 \cdot 10^6 \text{ kPa}$ ) e t a espessura ( $t=0,004 \text{ m}$ ).

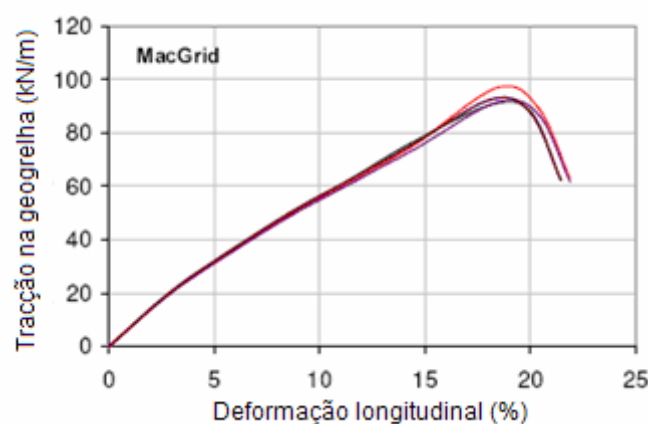


Fig.5.6 – Resultados de 5 ensaios de tracção simples (Sieira, 2003)

Na simulação das colunas de jet grouting adoptou-se um modelo elástico linear isotrópico, caracterizado pelo módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson. As características do jet grouting são apresentadas no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Características do jet grouting

	E (MPa)	$\nu$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Jet grouting	150	0,2	22

Por se tratar de uma técnica relativamente recente e em virtude das particularidades da própria técnica, caracterizada pela mistura parcial de calda de cimento com o solo, e cujas características mecânicas são de difícil determinação (ver ponto 3.5), os valores das propriedades do jet grouting disponíveis na bibliografia da especialidade são escassos e caracterizam-se por uma grande dispersibilidade, especialmente no que se refere ao módulo de deformabilidade. O módulo de deformabilidade adoptado foi o referido por Jaritngam (2003), para as colunas de jet grouting construídas para reforço de um solo argiloso mole de fundação, durante a construção de uma estrada na Tailândia.

### 5.3.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

#### 5.3.3.1. Introdução

A construção do aterro provoca alterações no estado de tensões efectivas e de pressões neutras do solo de fundação. Como a permeabilidade do solo é baixa e o período de construção curto, o carregamento é efectuado em condições praticamente não drenadas. Este carregamento introduz no solo argiloso excessos de pressão neutra. Durante a consolidação verifica-se uma transferência do incremento de tensão da fase líquida para o esqueleto sólido. A dissipação dos excessos de pressão neutra vai condicionar os estados de tensão e deformações ao longo do tempo até ao final da consolidação, ou seja, até quando ocorrer a total dissipação dos excessos de pressão neutra e as pressões de água dos poros retomarem os valores de equilíbrio (Fernandes, 1994; Borges, 1995).

Para ilustrar o comportamento da obra ao longo de todo o processo (desde o início da construção até ao final da consolidação) são apresentadas figuras relativas aos deslocamentos (malhas deformadas e assentamentos), aos estados de tensão (excessos de pressão neutra, tensões efectivas verticais, cruzetas

de tensões principais efectivas e níveis de tensão) e as grandezas interpretativas do mecanismo de efeito de arco e de eficiência do sistema de reforço (factor de concentração de tensões e coeficientes de efeito de arco, eficácia do sistema e redução de assentamentos) em diversas fases do período construtivo e pós-construtivo.

### 5.3.3.2. Deslocamentos

Na Fig.5.7 são apresentadas as configurações das deformadas, ampliadas de um factor de 5, ao fim de 2 semanas (final da construção), de 70 semanas, 2,6 anos e 14,7 anos (final da consolidação).

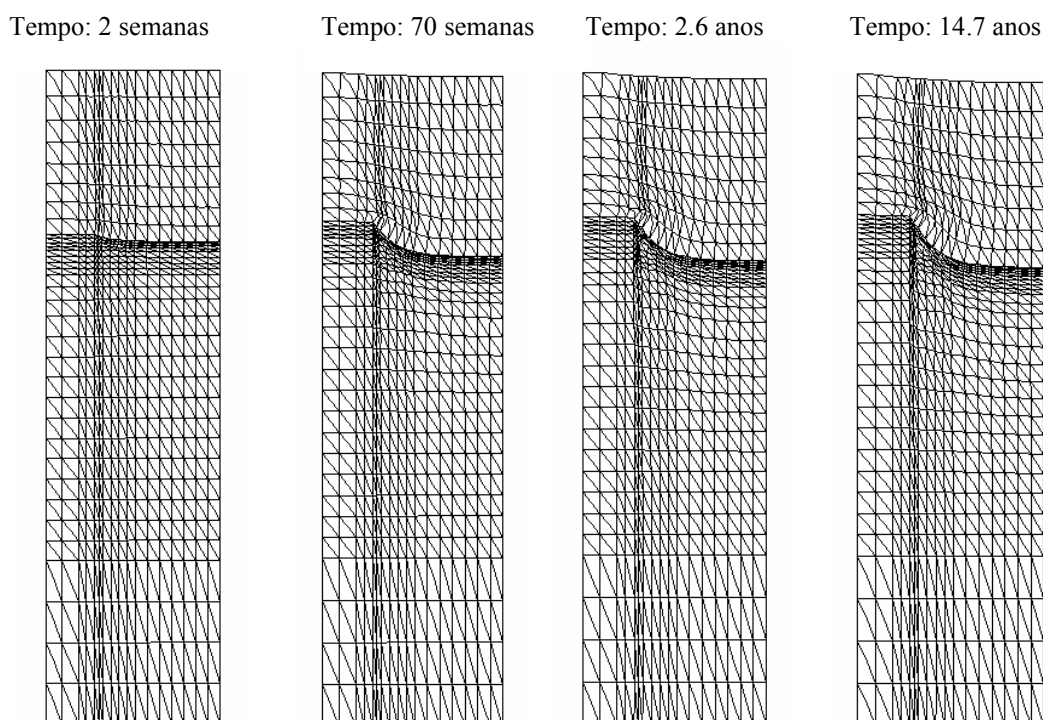


Fig.5.7 – Configuração das deformadas ao fim de 2 semanas (final da construção), 70 semanas, 2,6 e 14,7 anos

As Figs 5.8 e 5.9 apresentam respectivamente a evolução do assentamento médio na coluna de jet grouting e no solo na base do aterro e o assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro ( $z=0m$ ) em função do tempo decorrido. Estes assentamentos médios são calculados tendo em conta os valores dos assentamentos nos pontos nodais, multiplicados pelas respectivas áreas de influência (“coroas” circulares) na célula unitária.

Portanto, os assentamentos dos nós mais afastados do eixo de simetria contribuem mais, na média ponderada pelas áreas, para o valor do assentamento médio (os raios da “coroa” circular são maiores).

A zona onde se observa uma maior deformação da malha é na vizinhança da interface entre a coluna e o solo, onde se visualiza a grande deformação do geossintético, devido à diferença de rigidez entre solo e coluna (Fig.5.7).

Os assentamentos começam na fase de construção, e aumentam à medida que decorre o processo de consolidação, sendo maiores no solo do que sobre a coluna de jet grouting, o material mais rígido, como seria de esperar. No final da consolidação, os assentamentos médios apresentam os valores de

1,75cm para a coluna e 12,32cm no solo, o que representa um assentamento diferencial médio de 10,6cm. Nas primeiras 7 semanas após a construção do aterro estar concluída, ocorreram já cerca de 30% do assentamento total na coluna e 37% do assentamento total do solo. Aproximadamente 1 ano após a construção do aterro processaram-se 70% dos assentamentos totais na coluna e no solo mole.

A observação da Fig.5.9 permite concluir que o assentamento do solo ao ser muito superior ao da coluna influencia de uma forma determinante o assentamento médio da célula unitária. Desta forma, a variação do assentamento médio ao longo do tempo acaba por não ser a grandeza mais explícita da evolução do comportamento do solo ao longo de todo o processo de consolidação.

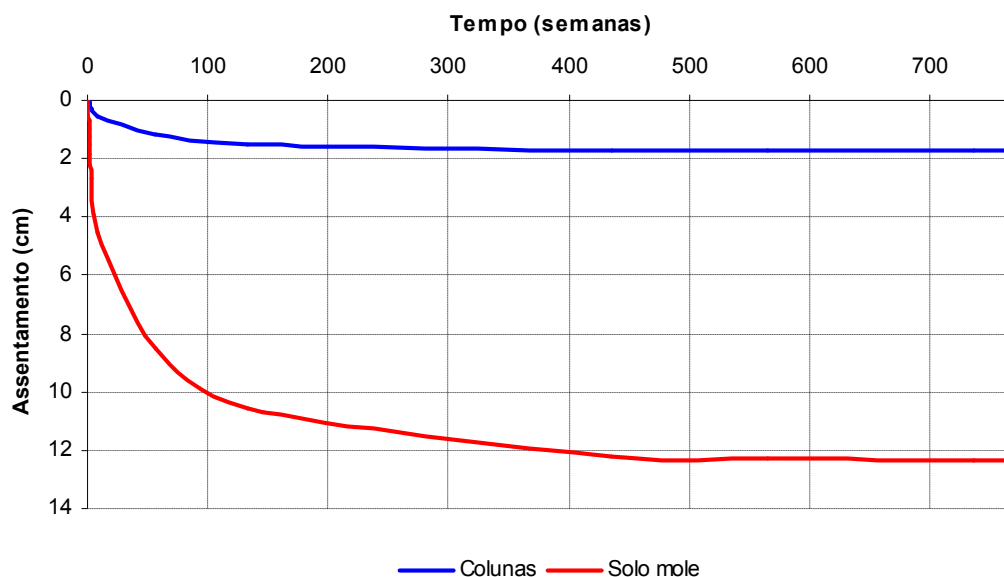


Fig.5.8 – Evolução temporal do assentamento médio na coluna de jet grouting e no solo, para a profundidade  $z=0m$

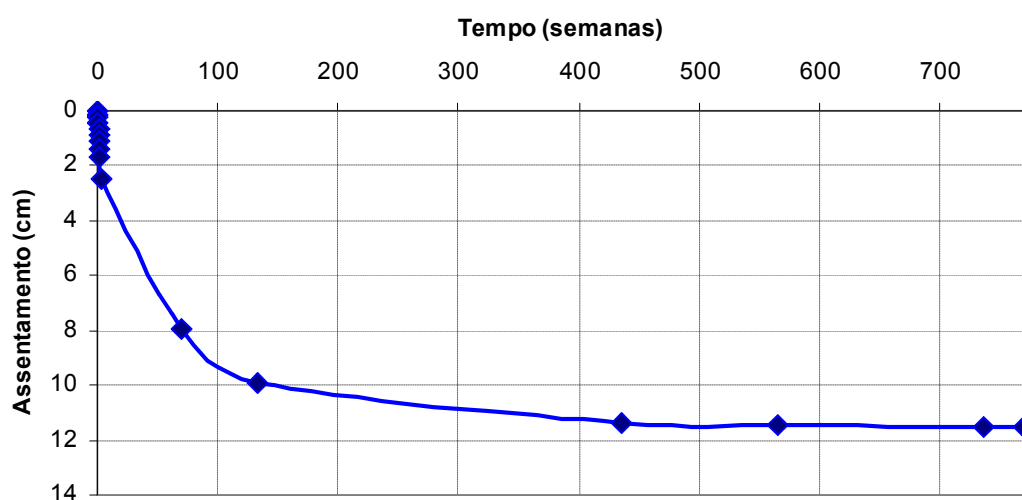


Fig.5.9 – Assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro ( $z=0m$ ), em função do tempo decorrido

Apresenta-se na Fig.5.10 um diagrama dos assentamentos na base do aterro em função da distância radial ao eixo da coluna, durante a construção do aterro. Verifica-se que os assentamentos começam logo após a colocação da primeira camada de aterro de 0,25m de espessura. A meio vão entre as colunas, atinge-se no final da segunda semana cerca de 15% do assentamento máximo. A Fig.5.11 apresenta a mesma análise relativamente ao período pós-constutivo. Através da observação desta figura é facilmente perceptível que a partir da semana 134, ou seja 2,6 anos após o carregamento, grande parte dos assentamentos já se processaram. Verifica-se ainda que ao fim de 4,3 anos (435 semanas) já se processou cerca de 99% do assentamento médio total. Como se verá mais à frente, o processo de consolidação é mais rápido que no mesmo problema não reforçado (sem colunas e sem geossintético).

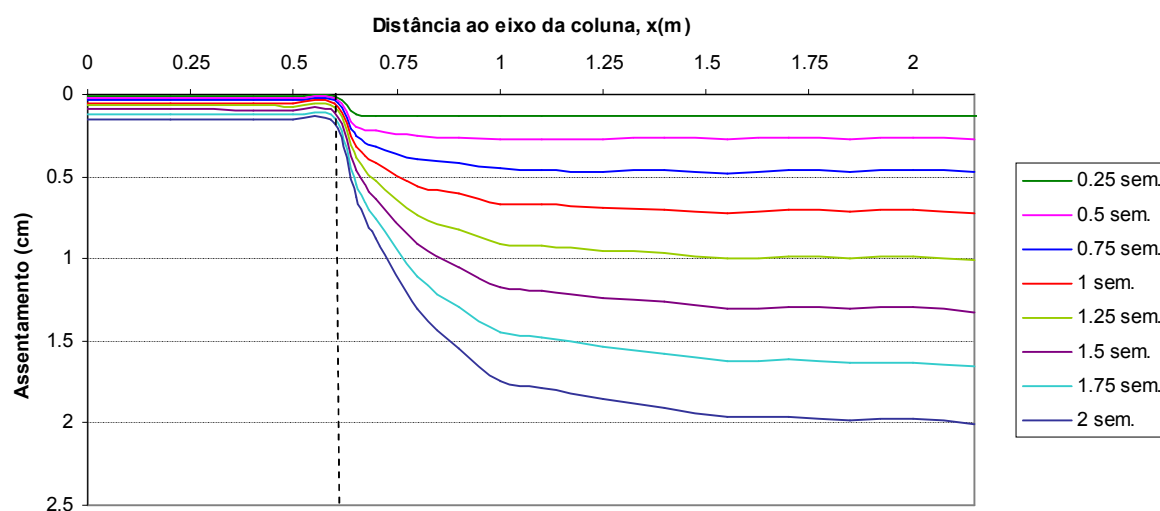


Fig.5.10 – Assentamento na base do aterro ( $z=0$ ), durante a construção

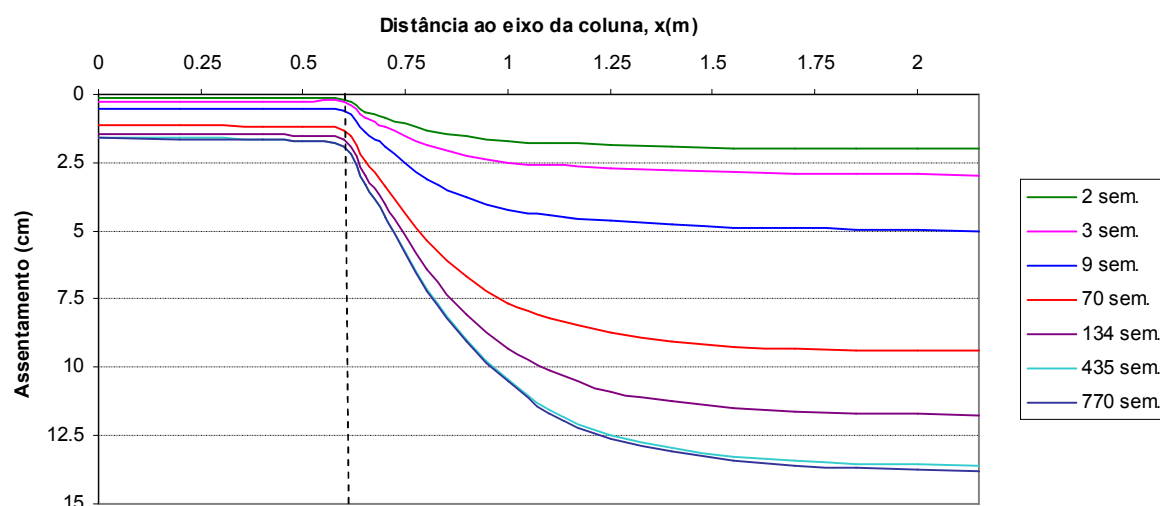


Fig.5.11 – Assentamento na base do aterro ( $z=0$ ) no período pós-constutivo

A figura 5.12 mostra a evolução no tempo dos assentamentos em quatro pontos da base do aterro, designadamente no centro da coluna ( $x=0\text{m}$ ), na interface coluna/solo ( $x=0,6\text{m}$ ), no solo ( $x=0,7\text{m}$ ) e na periferia da célula ( $x=2,15\text{m}$ ). O assentamento diferencial entre o centro e a extremidade da coluna de jet grouting é muito pequeno, apresentando no final da consolidação o valor de 3mm. Contudo, o solo próximo da coluna tem um comportamento distinto. Um exame a esta figura permite constatar o que se poderia prever através da observação das deformadas da malha de elementos finitos (ver Fig.5.7), ou seja, que o solo próximo da coluna sofre uma grande deformação num comprimento linear muito curto. No final da consolidação o assentamento diferencial é de 2,6cm num espaço de 10cm.

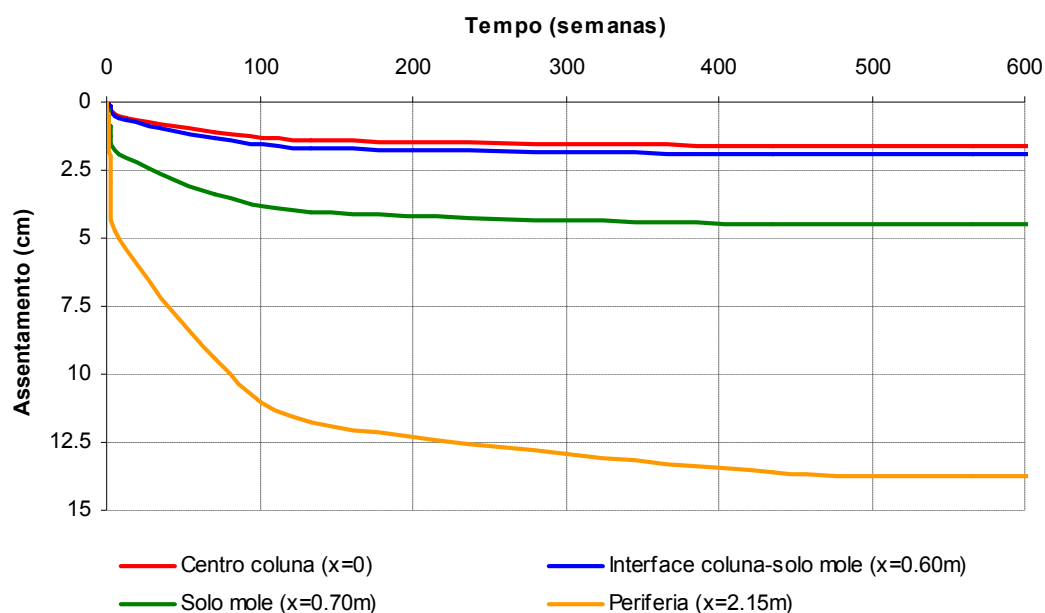


Fig.5.12 – Evolução temporal do assentamento no centro da coluna ( $x=0$ ), na interface coluna-solo ( $x=0,6\text{m}$ ), no solo ( $x=0,7\text{m}$ ) e na periferia da célula ( $x=2,15\text{m}$ ), para a profundidade  $z=0\text{m}$

A Fig.5.13 mostra, para além da evolução dos assentamentos no centro da coluna ( $x=0$ ) e na periferia da célula ( $x=2,15\text{m}$ ), ou seja, a meio vão entre as colunas, onde se verifica o assentamento máximo, a evolução do assentamento diferencial entre estes dois pontos. O assentamento máximo do solo toma o valor de 13,8cm. O assentamento mínimo no centro da coluna é de 1,6 cm. O assentamento diferencial máximo é, desta forma, 12,2 cm (superior ao assentamento diferencial médio, 10,6 cm).



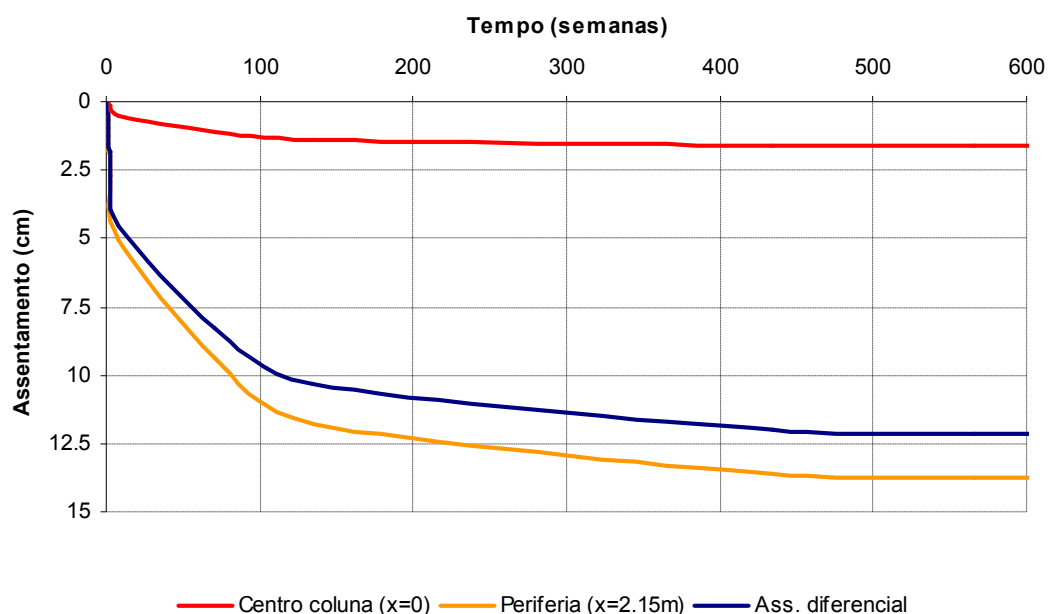
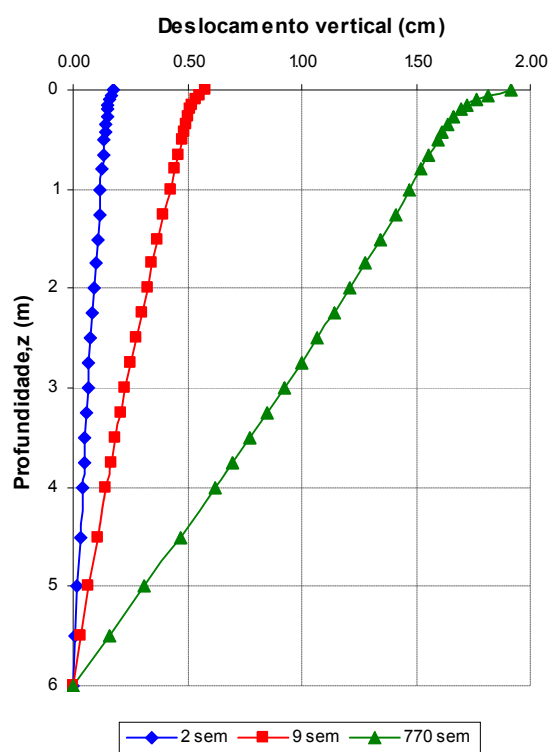


Fig.5.13 – Evolução temporal do assentamento no centro da coluna ( $x=0$ ), na periferia da célula ( $x=2,15m$ ) e a evolução do assentamento diferencial entre elas, para a profundidade  $z=0m$

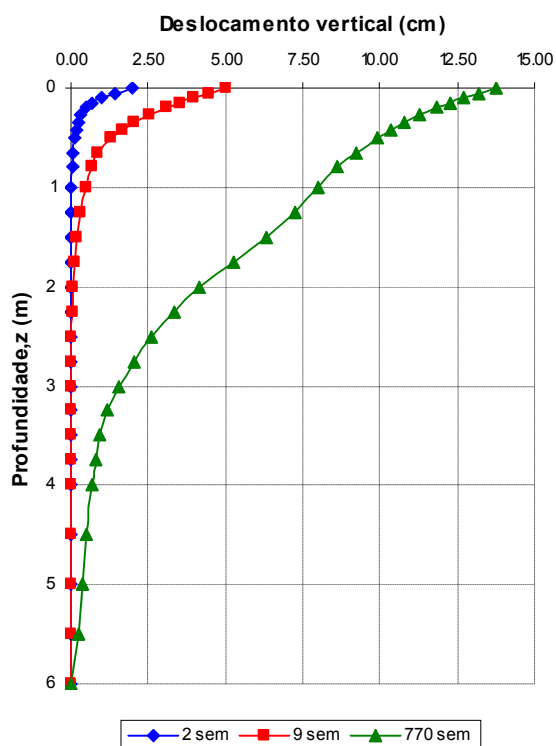
Os deslocamentos verticais do solo na interface com a coluna de jet grouting e no alinhamento  $x=2,15m$  (periferia da célula), representados na Fig.5.14 para três instantes de tempo, apresentam a evolução que seria previsível neste tipo de obras.

Na interface com a coluna (Fig.5.14a), verifica-se que, até aproximadamente 1m de profundidade, o solo se deforma com uma taxa de deformação do deslocamento vertical superior, notando-se um aumento na inclinação da curva até esta profundidade. Como se verá à frente na análise das tensões, este factor está directamente relacionado com a parcela do mecanismo de efeito de arco que se processa abaixo da base do aterro (transferência de tensão vertical do solo mole para a coluna), que se processa fundamentalmente nas camadas mais superficiais. As camadas mais profundas do solo mole recebem, por esse efeito, menos carga, em termos comparativos, o que justifica a menor taxa de variação dos assentamentos nessas camadas.

Os deslocamentos verticais que se verificam a meio vão ( $x=2,15m$ , Fig.5.14b) são muitos superiores aos que ocorrem na periferia da coluna de jet grouting ( $x=0,6m$ , Fig.5.14a). Nota-se igualmente o efeito de maior taxa de variação do assentamento (aumento da inclinação da curva) para as camadas mais superficiais, estendendo-se este efeito um pouco mais em profundidade no final da consolidação (até cerca de 3 m). A meio vão entre as colunas, a influência destes elementos de reforço faz-se pois notar menos (em virtude da maior distância a que se encontram), e o assentamento vertical atinge 13,8cm, enquanto que na interface coluna-solo toma o valor de 2cm no final da consolidação.



a)



b)

Fig.5.14 – Deslocamento vertical para 3 instantes de tempo diferentes (4 semanas, 9 semanas e 14,7 anos): a) na interface coluna/solo ( $x=0,6m$ ); b) no alinhamento  $x=2,15m$  (periferia da célula)

Nas Figuras 5.15 e 5.16 mostra-se a evolução dos deslocamentos verticais para diferentes profundidades, em função da distância ao eixo da coluna, respectivamente para o final da construção e para o final da consolidação.

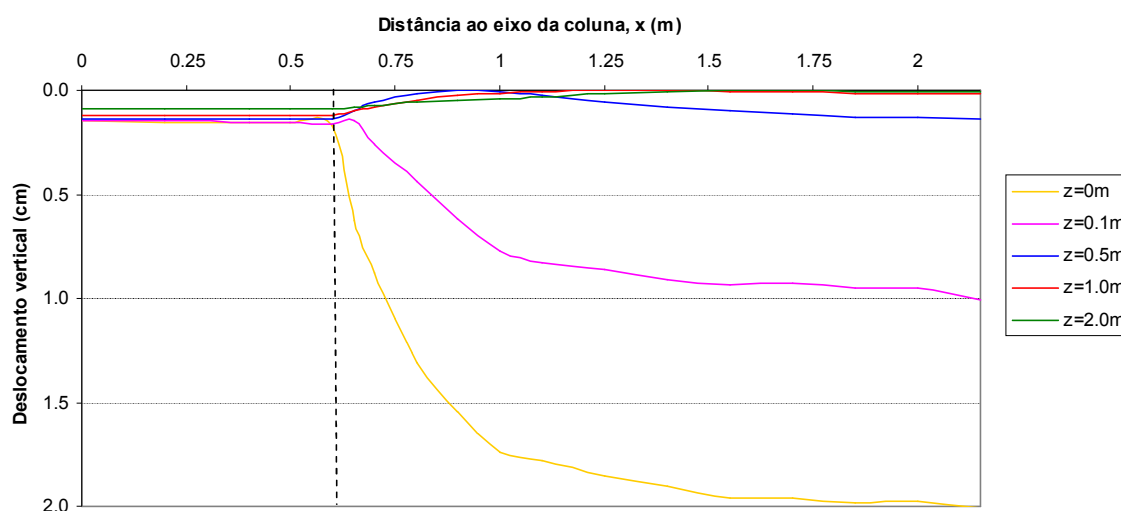


Fig.5.15 – Deslocamentos verticais no final da construção para profundidades  $z=0$ ,  $z=0,1\text{m}$ ,  $z=0,5\text{m}$ ,  $z=1,0\text{m}$ ,  $z=2,0\text{m}$

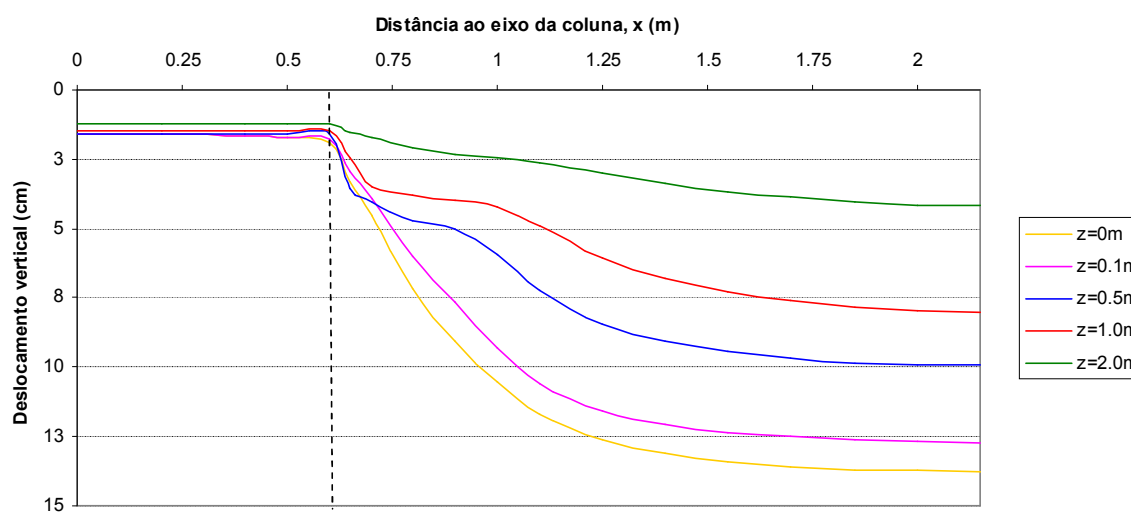


Fig.5.16 – Deslocamentos verticais no final da consolidação para profundidades  $z=0$ ,  $z=0,1\text{m}$ ,  $z=0,5\text{m}$ ,  $z=1,0\text{m}$ ,  $z=2,0\text{m}$

No final da construção, a meio vão, na base do aterro ( $z=0\text{m}$ ), verifica-se um assentamento de 2cm. O mesmo ponto à profundidade de 0,1m, ou seja a 0,1m da fronteira drenante, apresenta um deslocamento de 1cm. Nesta situação fica patente o papel da superfície de drenagem, pois a água ao estar em contacto com a fronteira drenante pode ser expulsa e a consolidação nesta zona processa-se mais rapidamente. A partir da profundidade de 0,5m observa-se uma alteração no comportamento do solo, os assentamentos são maiores na coluna do que no solo. Este facto pode ser explicado por, a esta

profundidade, o solo ainda não ter dissipado o excesso de pressão neutra e comportar-se como praticamente incompressível. À medida que a consolidação se processa este efeito atenua-se.

No final da consolidação os assentamentos no solo mole são sempre superiores aos assentamentos na coluna de jet grouting.

A Figura 5.17 ilustra a evolução dos assentamentos à superfície do aterro ao longo de todo o processo de consolidação.

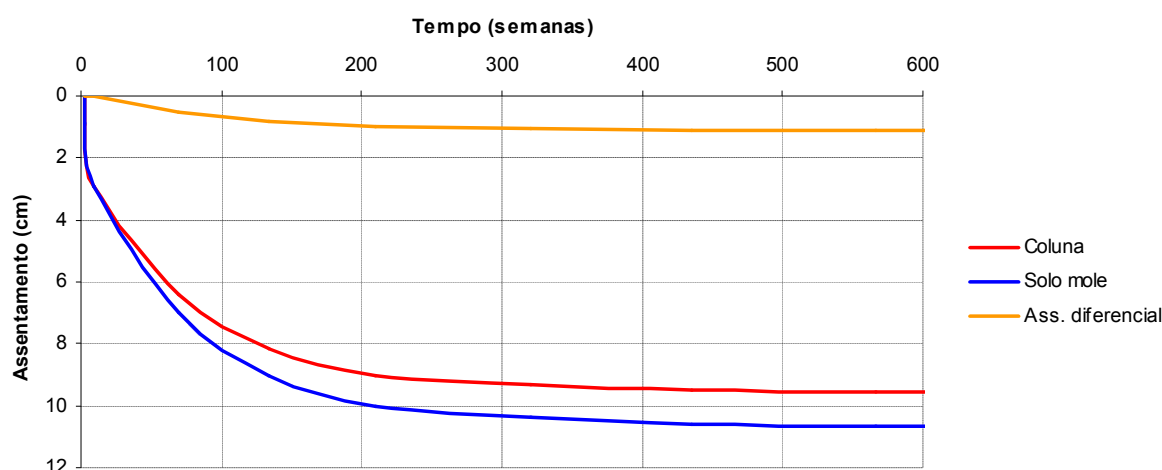


Fig.5.17 – Evolução ao longo do tempo dos assentamentos máximos à superfície do aterro ( $z=-2m$ ), sobre a coluna e sobre o solo, e assentamento diferencial entre a coluna e o solo

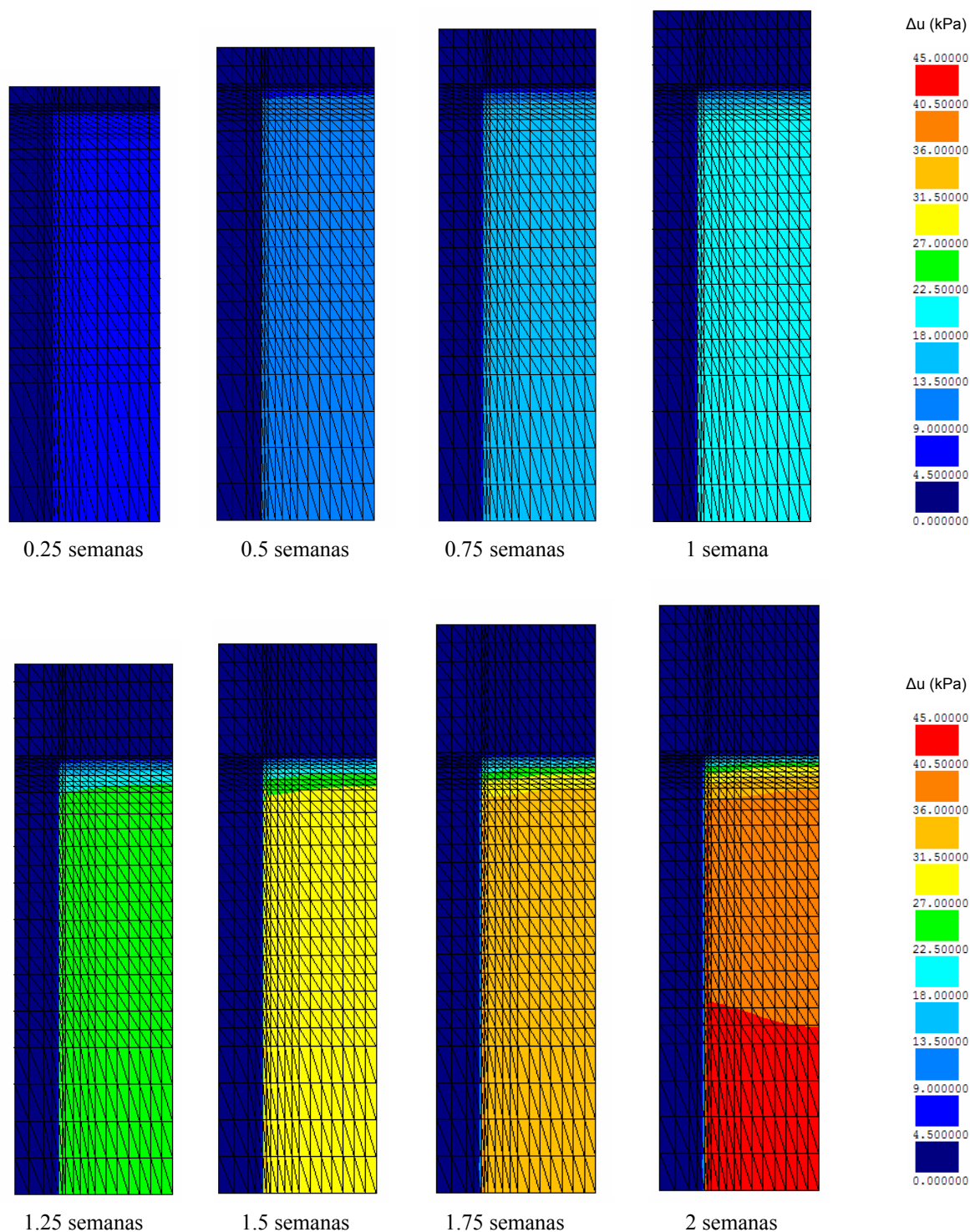
O exame da figura sugere os seguintes comentários:

- O assentamento máximo à superfície do aterro sobre o solo mole é de 10,7cm, atingido ao fim de 443 semanas (8,4 anos);
- O assentamento máximo sobre a coluna de jet grouting é de 9,6cm, ao fim de 443 semanas;
- O assentamento diferencial máximo à superfície do aterro é de 1,3cm. O assentamento diferencial estabiliza a partir da 320ª semana (aproximadamente 6,2 anos).

Destes resultados, merece ser especialmente realçado o muito pequeno valor do assentamento diferencial à superfície do aterro (1,3cm), quando comparado com o assentamento diferencial na base do mesmo (12,2cm). Este facto, muito importante para a análise dos efeitos sobre eventuais obras executadas na plataforma do aterro, é justificado pelo processo de transferência de cargas no corpo do aterro, que mais à frente se analisa.

### 5.3.3.3. Tensões

Os excessos de pressão neutra, em consequência do carregamento em condições praticamente não drenadas, aumentam durante a construção do aterro e atingem o valor máximo no final da segunda semana, correspondente ao final da construção. A evolução dos excessos de pressão neutra durante o período construtivo é representada na Fig.5.18.



Há um crescimento muito significativo dos excessos de pressão neutra à medida que se processa a construção do aterro. No final da construção o excesso de pressão neutra máximo é de 41kPa, muito próximo do correspondente ao peso dos 2,0 metros de aterro (40kPa).

A observação da Fig.5.18 permite identificar a fronteira drenante na base do aterro. Nas proximidades da fronteira os excessos de pressão neutra dissipam-se, naturalmente, mais rapidamente que no solo mais distante. É possível verificar que até aproximadamente 0,5m sob a fronteira drenante a consolidação se processa mais depressa que no solo subjacente.

Na Figura 5.19 é apresentada a evolução dos excessos de pressão neutra no período desde o final da construção até ao final da consolidação.

Após o máximo atingido com a conclusão da construção do aterro, os excessos de pressão neutra dissipam-se ao longo do tempo até que ao fim de 566 semanas (aproximadamente 11 anos) não se observam alterações dos excessos de pressão neutra. Ao fim de 28 semanas já se dissipou perto de metade do excesso de pressão neutra máximo introduzido com a construção do aterro.

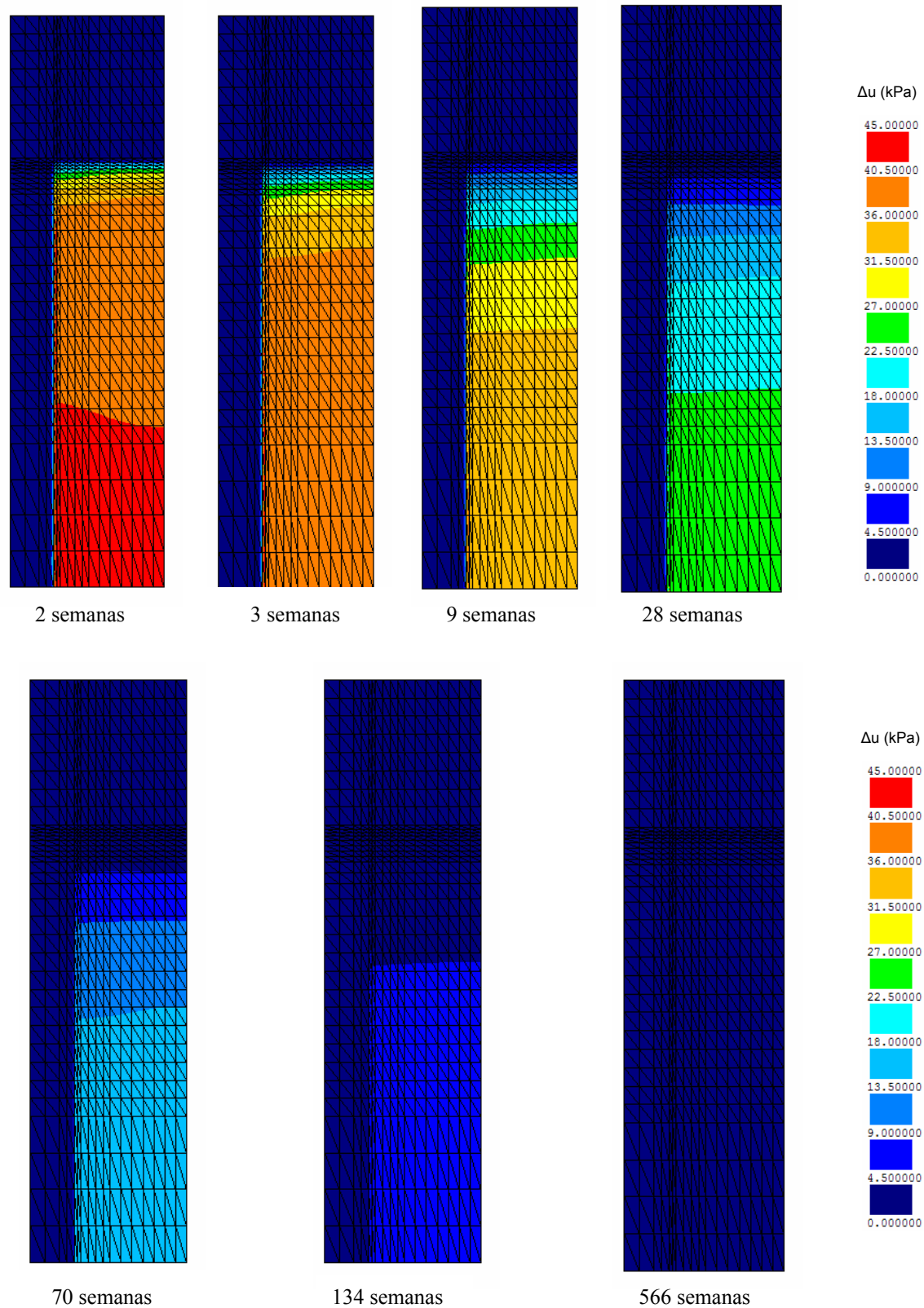


Fig.5.19 – Excessos de pressão neutra após a construção

A dissipação dos excessos de pressão neutra é acompanhada pelo aumento das tensões efectivas, principalmente na coluna de jet grouting.

A partir da semana 3, ou seja, uma semana após a conclusão do aterro, verifica-se que há uma concentração de tensões na coluna. Pela observação da Fig.20 constata-se também que o ponto de encontro do geossintético na coluna é um ponto de grande concentração de tensões, o que é natural pois trata-se de uma zona de transferência de carga do geossintético para a coluna e de transmissão da carga do aterro para a coluna por efeito de arco.

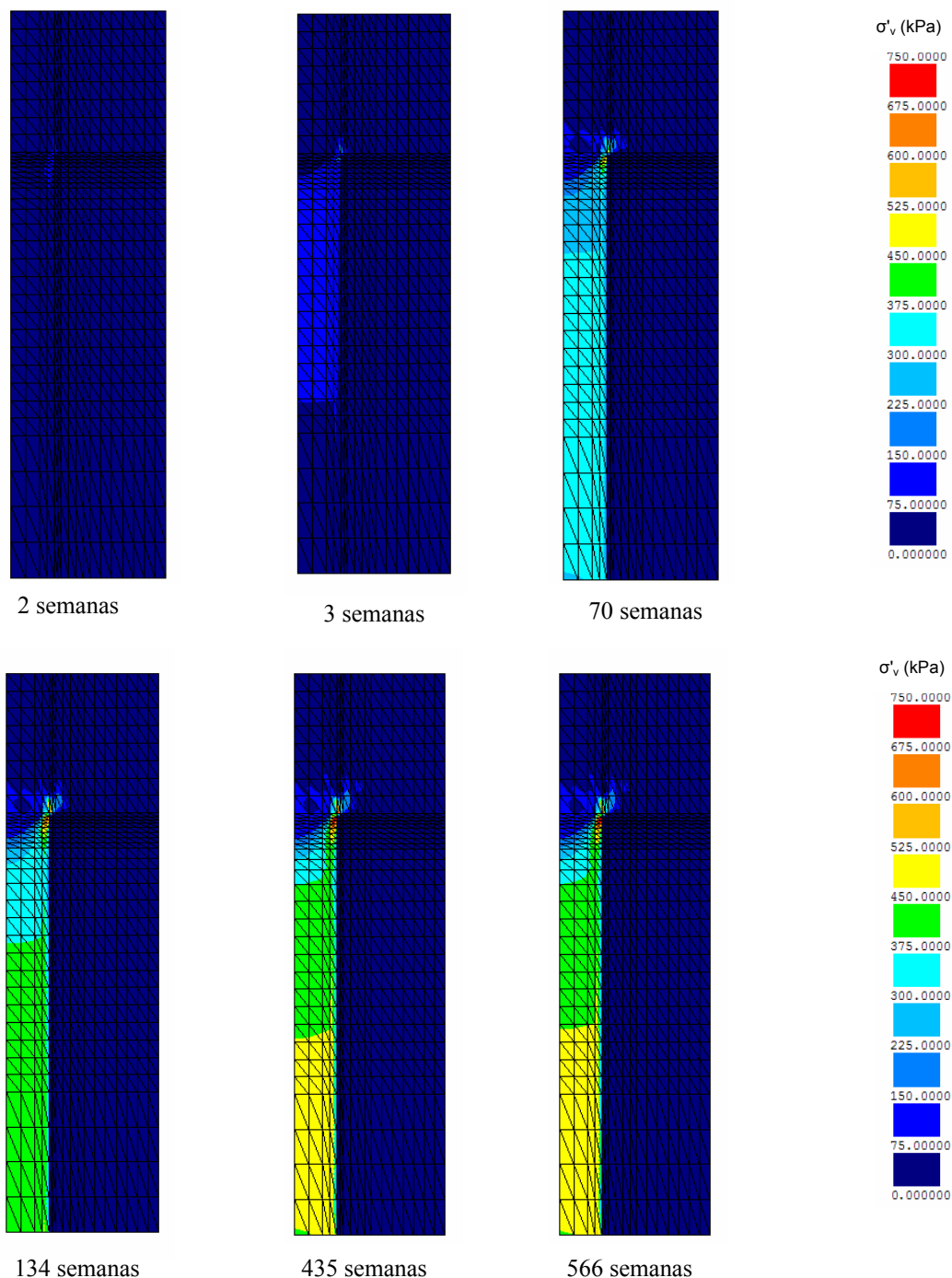


Fig.5.20 – Acréscimos de tensão efectiva vertical,  $\sigma'_v$ , ao longo do período de consolidação



Nas Figuras 5.21, 5.22 e 5.23 apresentam-se os incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância ao eixo da coluna para as profundidades  $z=0\text{m}$  (base do aterro),  $z=0,5\text{m}$  e  $z=1,0\text{m}$ , respectivamente. São analisadas as variações para diversos instantes de tempo tanto no período de construção, como no período pós-construtivo.

Os incrementos de tensão efectiva vertical são muito elevados na coluna de jet grouting e apresentam valores bastante inferiores no solo argiloso, o que vai de encontro ao que se pretende com a introdução desta técnica de reforço, isto é, aliviar o solo das tensões introduzidas pelo aterro.

Observa-se que os incrementos de tensão efectiva vertical na coluna não são uniformes. A tensão vertical é maior nas extremidades da coluna do que no centro. Este efeito é apreciável a partir da segunda semana, quando a construção do aterro está concluída. Abdullah (2006) constatou o mesmo efeito na coluna, nos seus trabalhos com colunas de *geopier* reforçadas com geossintético. A parte externa da coluna é a que recebe o geossintético e a carga por ele transmitida e é também nessa zona que se desenvolvem tensões de corte muito expressivas, por efeito de arco, no aterro, que transmitem as cargas à coluna.

Os incrementos de tensão efectiva no solo mantêm-se praticamente uniformes ao longo de toda a distância radial, excepto na base do aterro em que se observa um acréscimo da tensão no solo na zona próxima da coluna, em consequência do efeito de arco nessa zona.

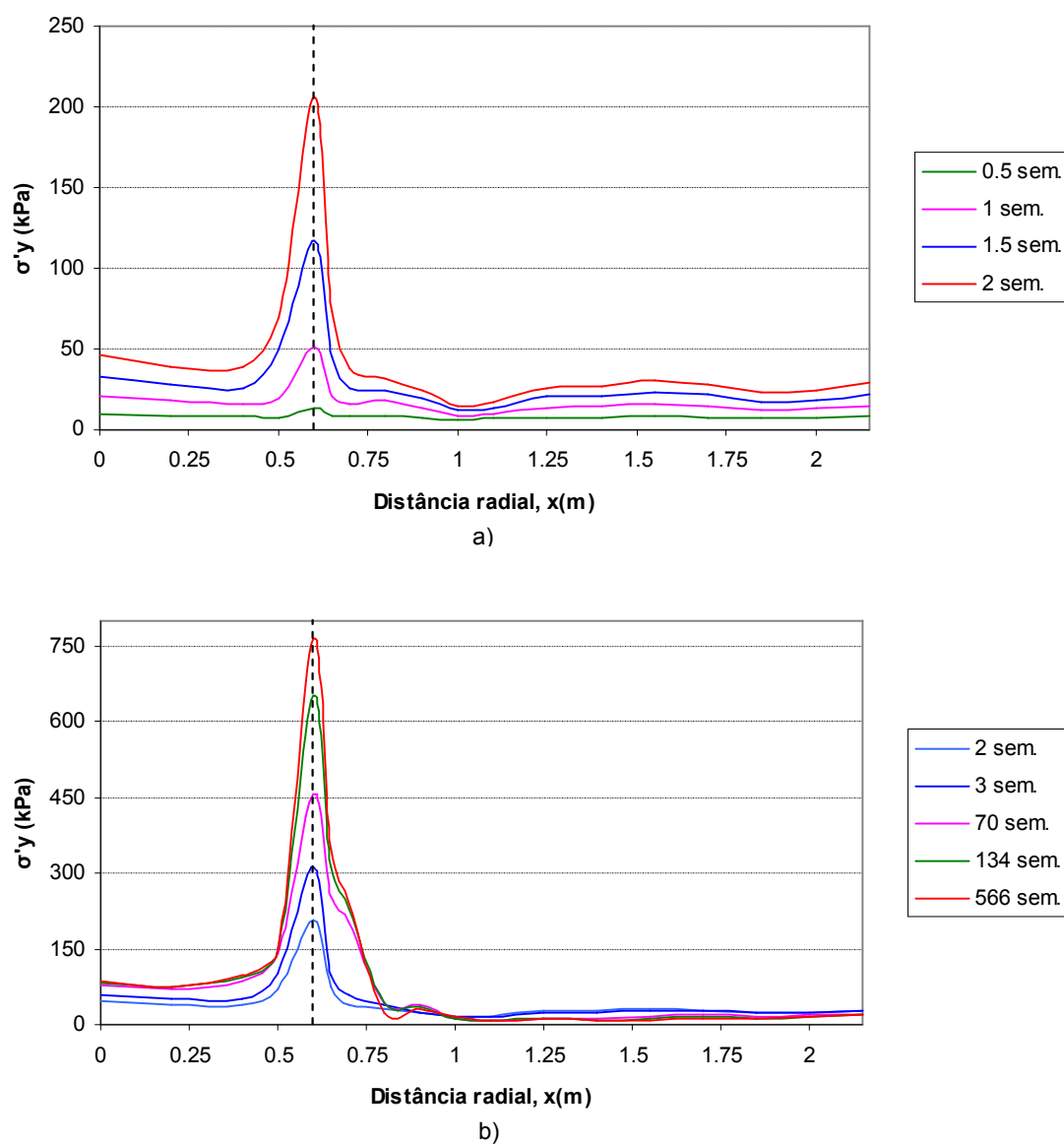


Fig.5.21 – Incrementos de tensão efectiva vertical na base do aterro ( $z=0$ m), durante: a) a construção do aterro; b) após a construção do aterro

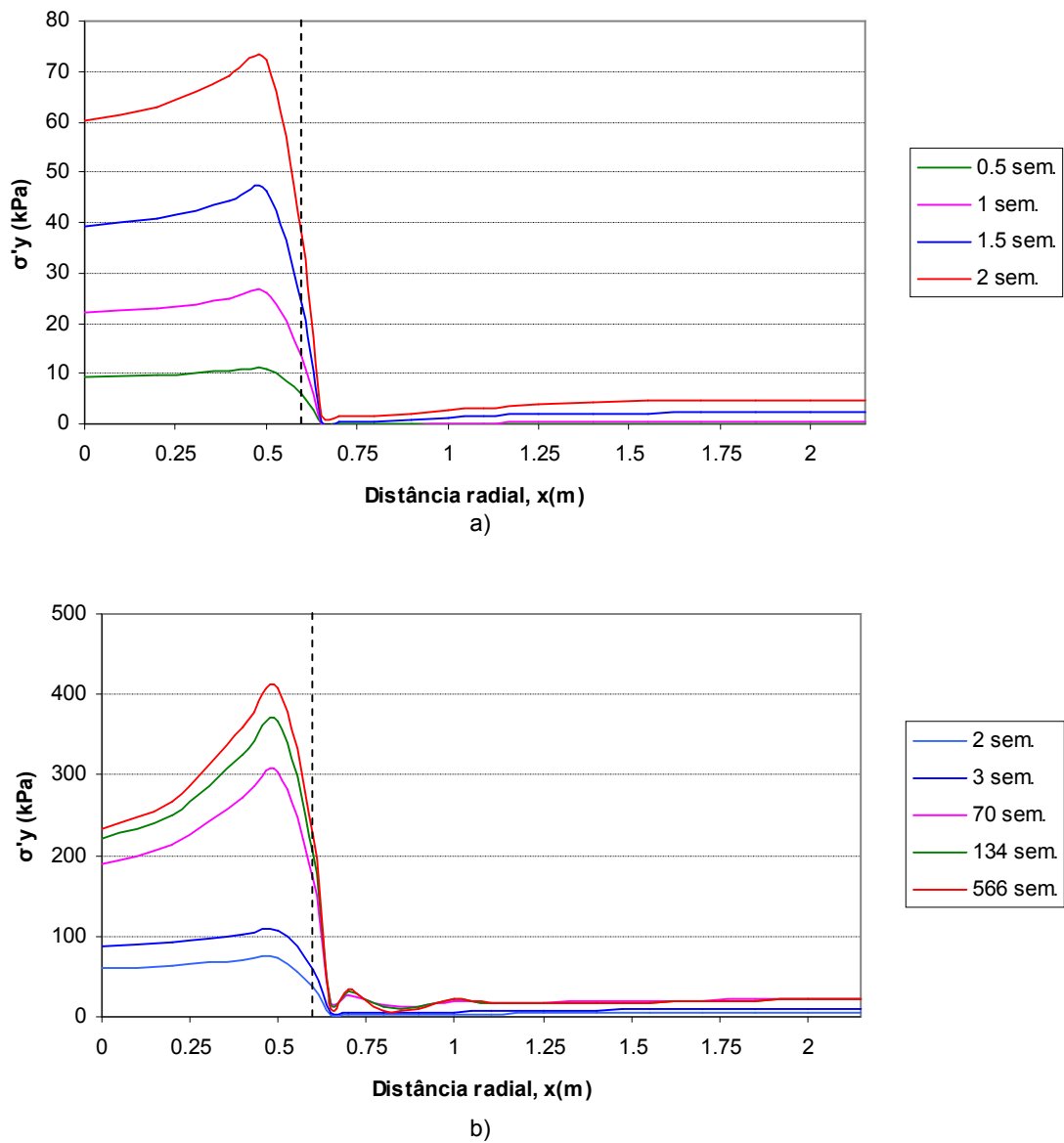


Fig.5.22 – Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade de 0,5m, durante: a) a construção do aterro; b) após a construção do aterro

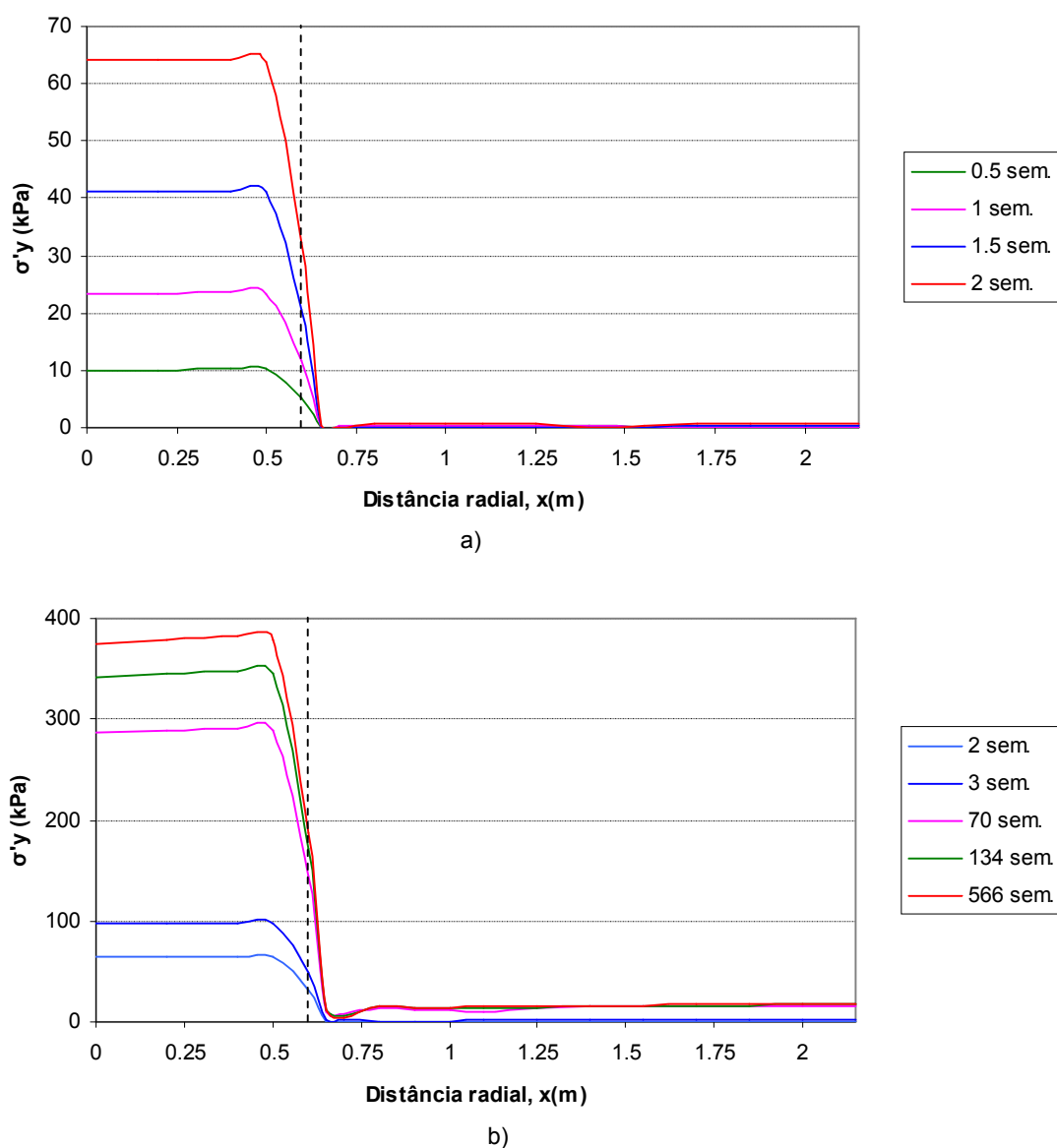


Fig.5.23 – Incrementos de tensão efectiva vertical a uma profundidade de 1,0m: a) durante a construção do aterro; b) após a construção

Na Figura 5.24 é mostrada a evolução da tensão tangencial,  $\tau$ , na interface coluna/solo ( $x=0,6$ m). O sinal de  $\tau$  é positivo quando o solo exerce sobre a coluna uma acção descendente e negativo na situação inversa.

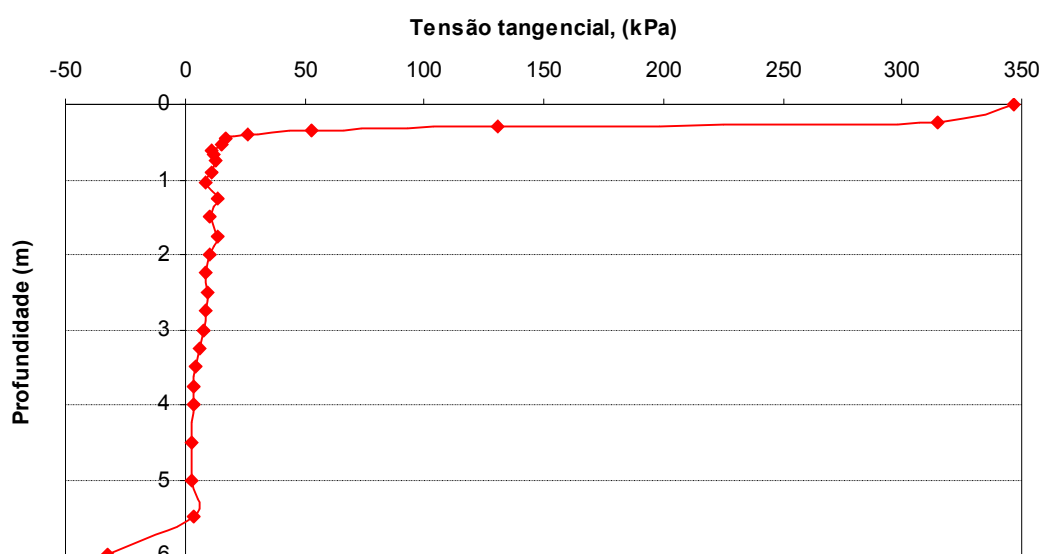


Fig.5.24 – Evolução da tensão tangencial ao longo da interface coluna/solo, no final da consolidação

A análise da figura sugere os seguintes comentários:

- As tensões tangenciais tomam valores muito elevados até aproximadamente 0,5m de profundidade, com destaque para o valor da tensão tangencial na base do aterro. Este valor elevado é explicado pela entrega do geossintético na coluna. O solo sob o geossintético tende a assentar muito mais que a coluna, introduzindo desse modo tensões de corte positivas que incrementam a carga suportada pela coluna (efeito de arco, no solo mole);
- A partir da profundidade de 0,5m, o efeito das tensões tangenciais dilui-se, apresentando desde 0,5m até 5,5m valores perto de 10kPa. Do mesmo modo, embora com valores menos expressivos, o solo tende a assentar e “apoia-se” na coluna, transmitindo-lhe tensões por efeito de arco. Este efeito aumenta as tensões verticais na coluna, reduzindo-as no solo mole.
- Para profundidades superiores a 5,5m, verifica-se uma inversão do sentido das tensões tangenciais, ou seja, a coluna exerce sobre o solo uma acção descendente.

O fenómeno de concentração de tensões verticais pode ser avaliado pelo factor de concentração de tensões. Este factor é definido pela relação:

$$FC = \frac{\Delta\sigma'_v(col)}{\Delta\sigma'_v(solo)} \quad (5.3)$$

em que  $\Delta\sigma'_{v(col)}$  é  $\Delta\sigma'_{v(solo)}$  representam, respectivamente, os acréscimos médios da tensão vertical efectiva na coluna e no solo (os valores médios são obtidos considerando a ponderação das áreas correspondentes – “coroas” circulares – na célula unitária).

Quanto maior for o factor de concentração de tensões, maior é a tensão transferida para as colunas. O valor do FC aumenta em profundidade, partindo de um valor de 7,2 à superfície até 53,4, à profundidade de 6m (Fig.5.25).

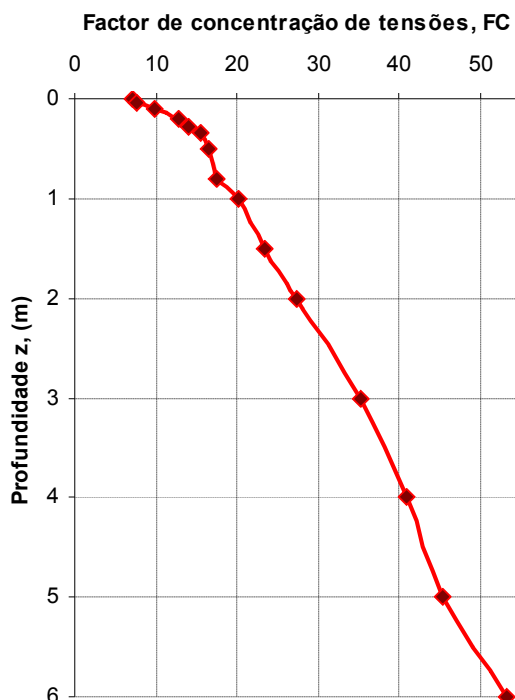


Fig.5.25 – Evolução do factor de concentração de tensões em profundidade, no final da consolidação

O gráfico da Figura 5.25 parece apresentar duas fases distintas em profundidade. O factor de concentração de tensões aumenta rapidamente até à profundidade de 1m, para a qual o FC toma o valor de aproximadamente 20. A partir de 1m de profundidade, FC aumenta praticamente de uma forma linear em profundidade.

Para se tentar perceber melhor a variação do FC em profundidade apresenta-se na Fig.5.26 os diagramas dos acréscimos médios da tensão vertical efectiva no solo e na coluna.

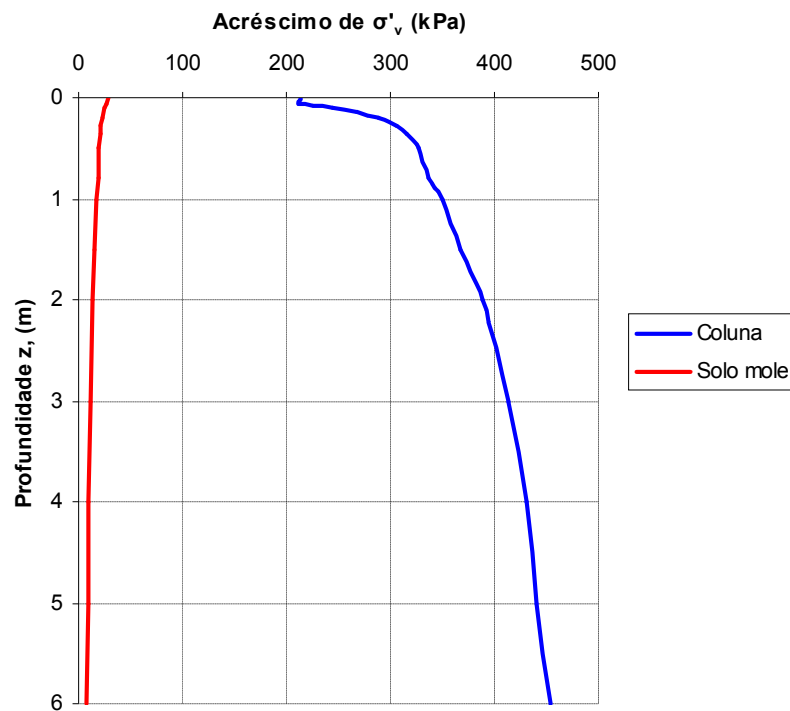


Fig.5.26 – Evolução do factor dos acréscimos de tensão efectiva vertical na coluna e no solo em profundidade, no final da consolidação

Verifica-se que há um crescimento rápido do acréscimo da tensão vertical na coluna até 1 metro de profundidade. A tensão vertical na coluna aumenta em profundidade e diminui no solo, devido às tensões de corte, por efeito de arco, na interface solo-coluna (dirigidas para baixo sobre a coluna, e dirigidas para cima no solo). Esta diminuição de tensão efectiva vertical no solo mole, aliada aos baixos valores que apresenta e ao aumento na coluna, leva a que FC apresente valores muito elevados e crescentes em profundidade.

Na Fig.5.27 é apresentada a evolução do FC em profundidade no final da construção (2 semanas), ao fim de 28 semanas, 70 semanas, 134 semanas e no final da consolidação (770 semanas). Ao fim de 2 semanas o factor de concentração de tensões apresenta valores muito elevados a partir da profundidade de 1m. Este crescimento muito pronunciado em profundidade justifica-se fundamentalmente pelo facto de o solo no final da construção ainda não ter consolidado abaixo da profundidade de 1m, pelo que apresenta valores de incrementos de tensão efectiva vertical muito baixos, que no papel de divisor no cálculo de FC torna este parâmetro muito elevado. É possível também concluir que na semana 134 o diagrama do factor de concentração de tensões apresenta uma configuração já muito próxima da configuração final, o que está de acordo com a Fig.5.19, relativa à dissipação dos excessos de pressão neutra para este mesmo período, pois é possível observar que apenas falta dissipar uma pequena parte dos excessos de pressão neutra, ou de outra forma, que a consolidação está maioritariamente processada.

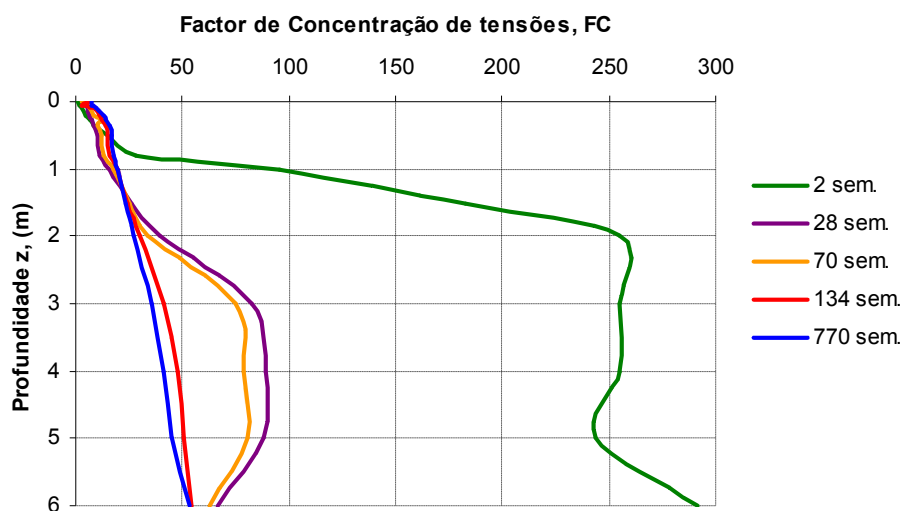


Fig.5.27 – Evolução do factor de concentração de tensões em profundidade, no período pós-construtivo

Na figura 5.28 mostra-se a evolução de FC na base do aterro ao longo do tempo. O factor de concentração de tensões cresce à medida que decorre o processo de consolidação, em virtude do aumento dos incrementos de tensão efectiva vertical na coluna de jet grouting muito superiores ao aumento dos incrementos de tensão efectiva vertical no solo mole. O valor do FC estabiliza a partir da semana 435, na qual toma um valor muito próximo de 7, que apresenta no final da consolidação.

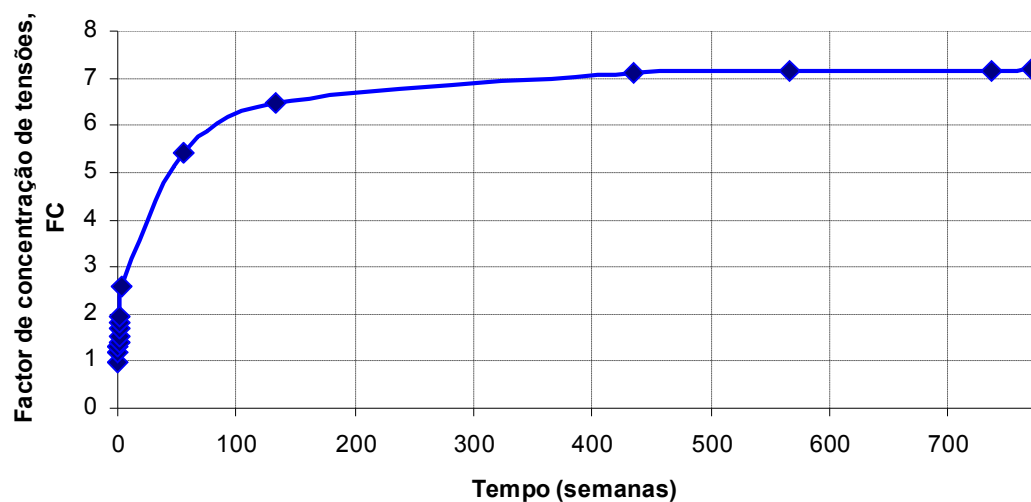


Fig.5.28 – Evolução ao longo do tempo do factor de concentração de tensões para a base do aterro, z=0m

A noção de nível de tensão, SL (*stress level*), permite quantificar a proximidade de um determinado estado de tensão em relação à situação de estado crítico. O nível de tensão é definido da seguinte maneira:

$$SL = \frac{q}{M \cdot p} \quad (5.4)$$

em que p é a tensão média efectiva, q a tensão de desvio e M o declive da linha de estados críticos no referencial p-q.



Em solos normalmente consolidados, como no caso presente, este parâmetro varia entre 0 e 1, sendo que 1 corresponde à rotura última ou estado crítico.

Nas Figuras 5.29 e 5.30 ilustram-se através de mapas de colorações, os níveis de tensão mobilizados respectivamente durante a construção do aterro e no período pós-constutivo.

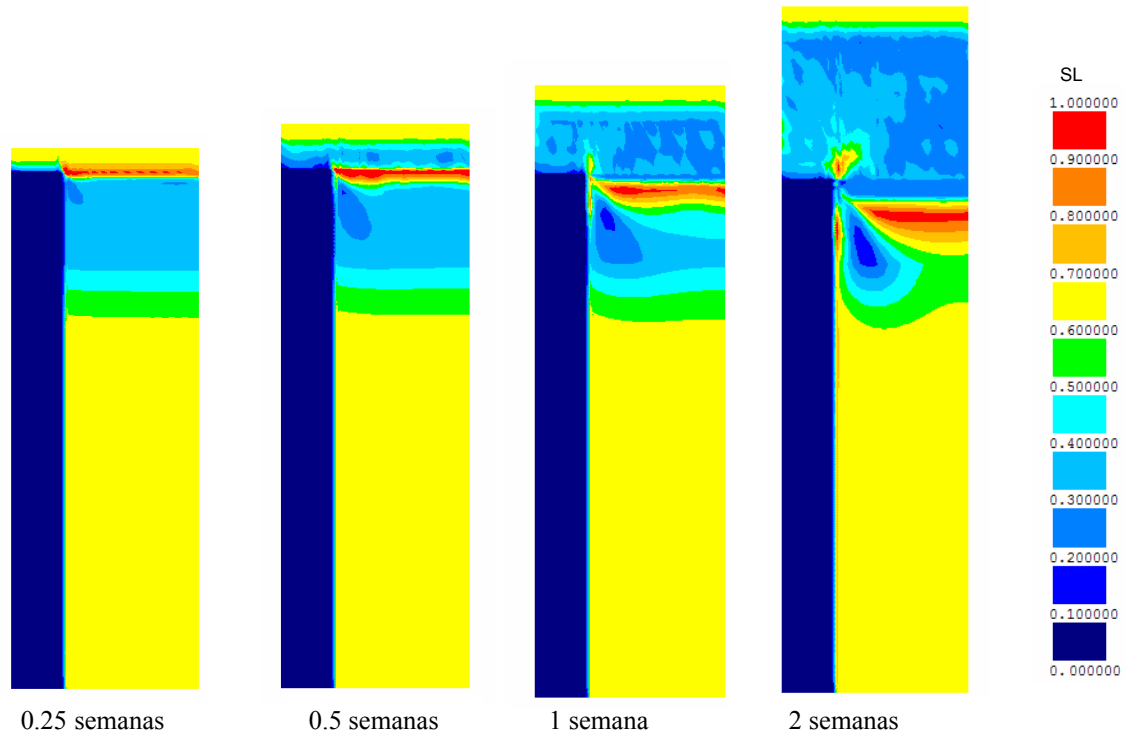


Fig.5.29 – Níveis de tensão durante a construção do aterro

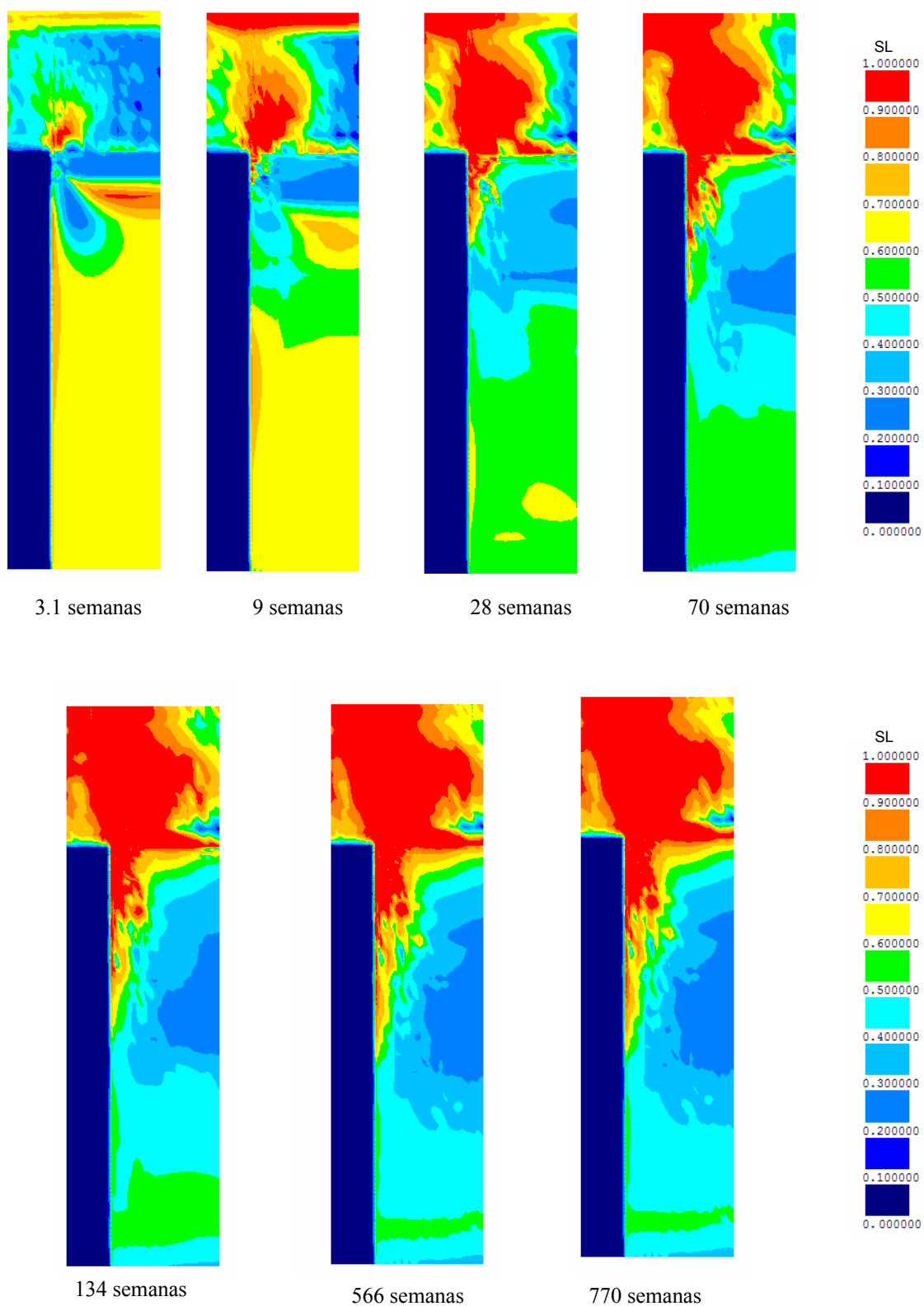


Fig.5.30 – Níveis de tensão após a construção do aterro

A análise destas figuras permite destacar os seguintes aspectos:

- Identifica-se uma zona do solo em estado crítico logo após a colocação da primeira camada de aterro. Este facto prende-se com o aumento da tensão de desvio associado às distorções nessa zona (assentamentos não uniformes);
- Na segunda e terceira semanas verifica-se que o solo em estado crítico se encontra a uma cota inferior relativamente à semana inicial, aproximadamente a 0,4-0,5m de profundidade na segunda semana e a 0,65m na terceira semana. Este rebaixamento deve-se à existência da fronteira drenante na base do aterro que permite a dissipação dos excessos de pressão neutra do solo mais próximo da superfície, que consolida (aumento da tensão média efectiva, diminuindo o SL);
- Na primeira semana verifica-se que na ligação do geossintético à coluna se começa a notar uma zona do material de aterro em estado crítico. Esta é a zona de ligação entre os quatro elementos diferentes, solo mole, geossintético, coluna de jet grouting e material de aterro e é o ponto mais crítico de toda a célula unitária.
- Com o assentamento do solo entre colunas, há lugar à formação do mecanismo de efeito de arco e, consequentemente, ao desenvolvimento de tensões de corte no material de aterro. O desenvolvimento desse mecanismo é perceptível através dos mapas de colorações dos níveis de tensão (Fig.5.30). O desenvolvimento de tensões de corte no corpo do aterro é acompanhado por níveis de tensão críticos;
- A partir da semana 28 o solo na interface solo argiloso/coluna, até à profundidade de 1,5m está em estado crítico em consequência do desenvolvimento de tensões de corte na interface solo mole/coluna por materialização do efeito de arco no solo de fundação. De acordo com o que foi referido relativamente às tensões tangenciais na interface (Fig.5.24), o solo mole tende a assentar e “apoia-se” na coluna, transmitindo-lhe tensões. A partir dos 3 metros verifica-se uma diminuição das tensões tangenciais na interface e é possível verificar que o solo não está em estado crítico.

As figuras 5.31 e 5.32 mostram a evolução dos níveis de tensão em diversos instantes de tempo para a base do aterro e para a profundidade de 1m.

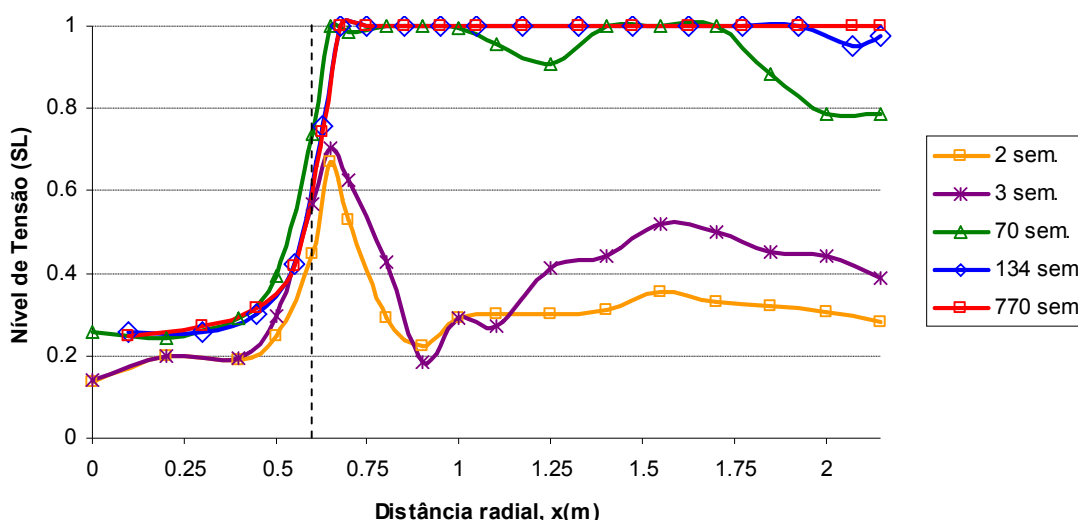


Fig.5.31 – Níveis de tensão em função da distância radial, para diversos instantes de tempo após a construção e a uma profundidade de  $z=0m$

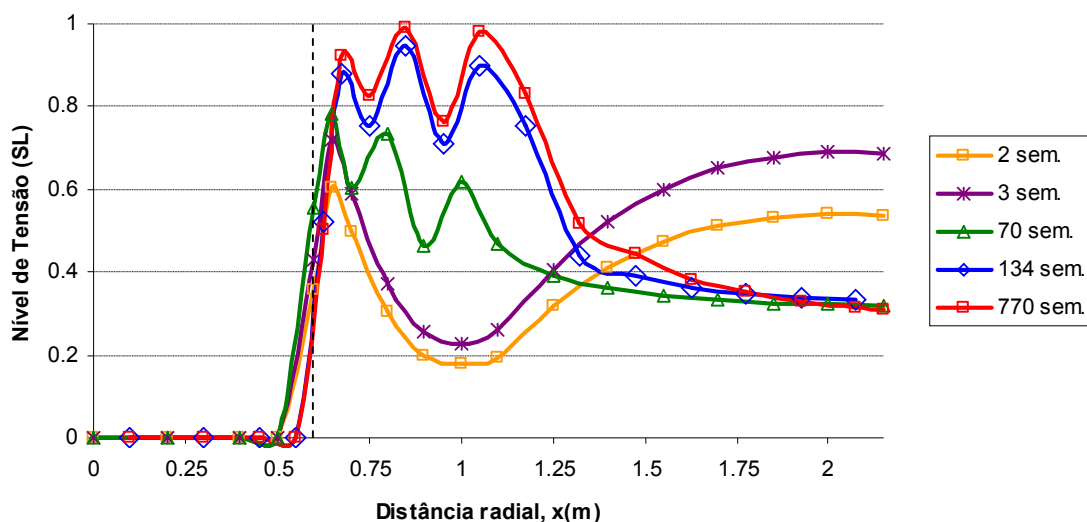


Fig.5.32 – Níveis de tensão em função da distância radial, para diversos instantes de tempo após a construção e a uma profundidade de  $z=1,0\text{m}$

Com o decurso do processo de consolidação os níveis de tensão aumentam e aumentam também as zonas em estado crítico (Fig.5.31). Observa-se que a base do aterro no final da consolidação se encontra em estado crítico ao longo de quase toda a distância radial na zona entre colunas.

Se se analisar a figura 5.32, para a profundidade de  $1\text{m}$ , constata-se que a esta profundidade o solo encontra-se apenas perto do estado crítico nas proximidades da coluna no final da consolidação, o que é perfeitamente razoável pois o aterro transmite as tensões para a coluna por efeito de arco, e desta forma o solo circundante é mais solicitado.

Constata-se também a mobilização do efeito de arco no solo, pronunciado na zona de transição coluna-solo que está em estado crítico no final da consolidação ( $x=0,6 - x=1,1\text{m}$ ).

O efeito de arco que se materializa no solo e no aterro é perceptível através das cruzetas de tensões efectivas para o final da consolidação (Fig.5.33). Verifica-se a grande concentração de tensões no ponto de encontro dos materiais de aterro, coluna de jet grouting, geossintético e solo mole. Nesta zona materializa-se em grande parte a transferência de carga do aterro para a coluna por efeito de arco e por “entrega” da força do geossintético.

É visível a existência de concentrações de tensões na interface coluna/solo mole, o que está de acordo com o diagrama de tensões tangenciais nesta interface. Observa-se ainda a inversão da orientação das cruzetas de tensão na extremidade inferior da coluna de jet grouting, o que vai também de encontro do comportamento das tensões tangenciais nesta zona (Fig.5.24).

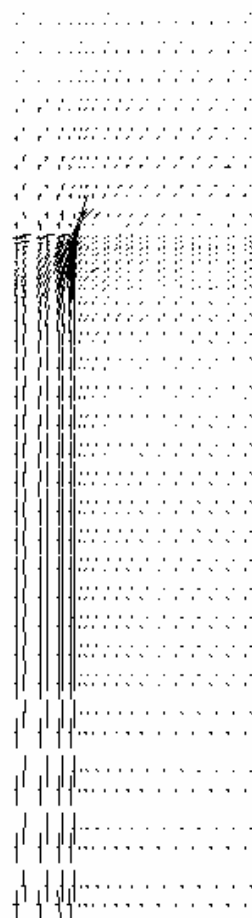


Fig.5.33 – Cruzetas de tensões efectivas no final da consolidação

O coeficiente de efeito de arco, como referido anteriormente (ver ponto 2.8), é definido como a razão entre a tensão vertical sobre o geossintético e a tensão vertical devida à carga do aterro:

$$\rho = q/\gamma H \quad (5.5)$$

Portanto, este coeficiente é tanto menor (tendendo, no limite, para zero) quanto maior for o efeito de arco na massa do aterro, transmitindo a carga para o topo das colunas.

Importa, no entanto, referir que  $\rho$  é, sobretudo, importante em termos práticos no dimensionamento do geossintético pelos métodos simplificados referidos no capítulo 2, e nos quais a tensão  $q$  se admite constante. Como, na realidade, as tensões verticais sobre o geossintético não são uniformes (ver Fig.5.21), na expressão 5.5 considerou-se  $q$  como a tensão média sobre o geossintético ponderada pelas respectivas áreas de influência na célula unitária (“coroas” circulares), e não a tensão média na direcção radial. Com esta opção, o valor  $\rho$  corresponde pois à percentagem de carga que está instalada sobre o geossintético e que não foi transmitida, por efeito de arco, no corpo do aterro, para o topo as colunas. É assim a opção mais adequada quando o objectivo pretendido é analisar este mecanismo de transferência de carga. No entanto, se se definisse  $q$  como a tensão média na direcção radial, esta opção seria porventura a mais correcta (e mais conservativa) para comparar com os valores obtidos pelos métodos simplificados, referidos no capítulo 2, na avaliação da carga de tracção máxima no geossintético (numa faixa de geossintético com 1 m de largura na direcção radial).

Considerando então  $q$  como a tensão vertical média ponderada pelas respectivas áreas de influência, são apresentadas nas Figs 5.34 e 5.35, as evoluções do coeficiente de efeito de arco no período construtivo e no período pós-construção, respectivamente.

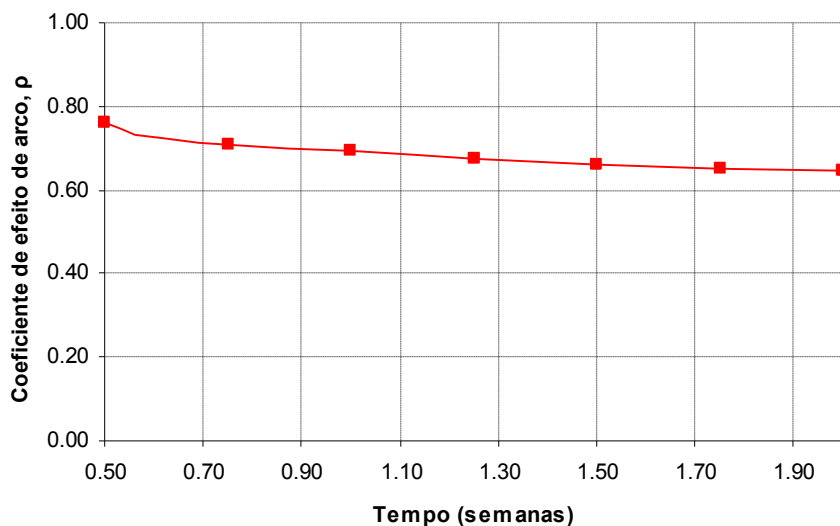


Fig.5.34 – Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco durante a construção

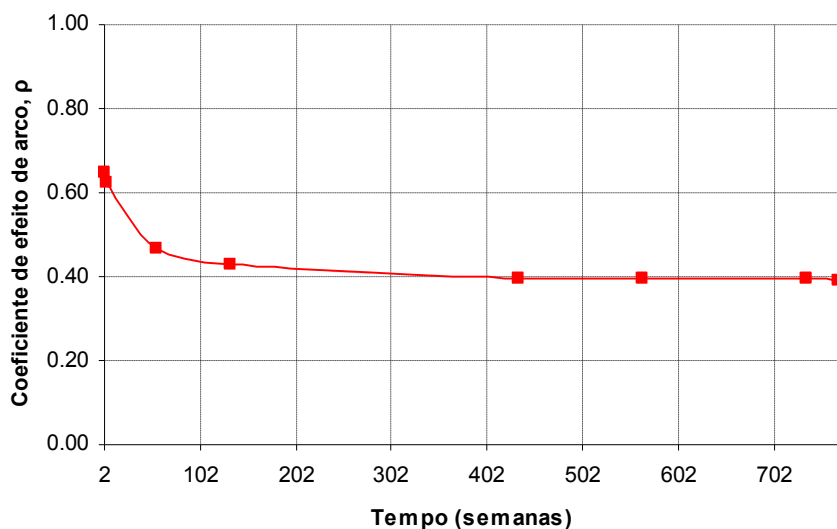


Fig.5.35 – Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco após a construção

É possível constatar que o coeficiente de efeito de arco diminui, ou seja, que a percentagem de carga transmitida para as colunas por efeito de arco no corpo do aterro aumenta, quer na fase de carregamento, quer após a construção. No final da construção apenas 35% da carga é transferida para as colunas no corpo do aterro. Ao longo do tempo, o assentamento diferencial na base do aterro, que

está na origem da mobilização do efeito de arco no aterro (ver ponto 2.6), faz com que a carga seja progressivamente transferida para as colunas, aliviando o geossintético, o que se reflecte por um valor do coeficiente de efeito de arco mais baixo.

A análise conjunta das Figuras 5.13 e 5.35 permite verificar que a estabilização dos assentamentos diferenciais é acompanhada pela estabilização do valor do coeficiente de efeito de arco, que ao fim da semana 350 apresenta o valor de 0,40, o mesmo valor que apresenta no final da consolidação. Este valor significa que apenas 40% da carga não é transferida para as colunas no corpo do aterro.

A força de tracção desenvolvida no geossintético em função da distância ao centro da coluna, para o final da consolidação, é apresentada na Fig.5.36. A força de tracção máxima tem o valor de 50,8kN/m. A força de tracção no geossintético não é constante ao longo de toda a distância radial. Na Fig.5.37 é apresentado o diagrama de extensões no geossintético ao longo da distância radial. Os gráficos das figuras 5.36 e 5.37 apresentam a mesma configuração, já que o geossintético foi modelado com comportamento elástico linear.

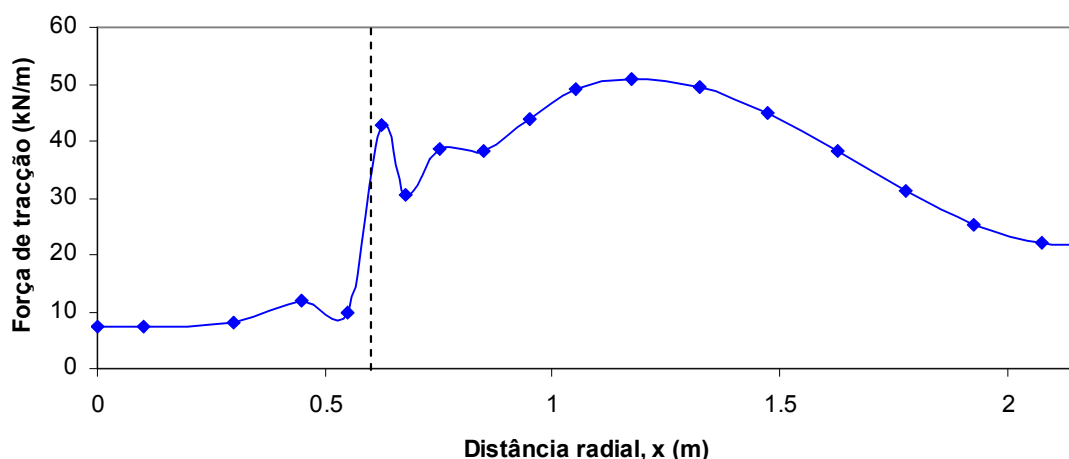


Fig.5.36 – Força de tracção no geossintético para o final da consolidação, em função da distância radial

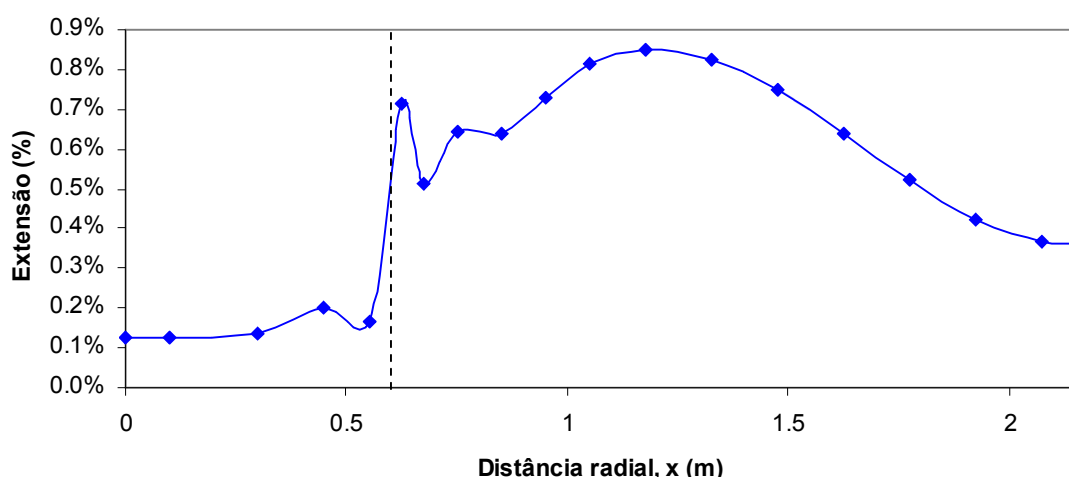


Fig.5.37 – Extensão no geossintético para o final da consolidação, em função da distância radial

No final da consolidação a extensão máxima do geossintético é de 0,85%, muito inferior ao valor de 6%, limite máximo recomendado neste tipo de obras para a deformação do geossintético, como se viu no capítulo 2.

Para avaliar a eficiência do sistema de reforço com as colunas de jet grouting encabeçadas por geossintéticos neste estudo base, foi definido um parâmetro que avalia a percentagem da carga total do aterro que é transmitida para as colunas. Este parâmetro, que aqui se designa por coeficiente de eficácia do sistema de reforço, é definido por:

$$f = \frac{Q_c}{Q_t} \quad (5.6)$$

em que  $Q_c$  representa a carga suportada por uma coluna e  $Q_t$  a carga total do aterro na célula unitária.

O cálculo de  $Q_c$  é feito a partir da determinação do assentamento médio,  $\Delta L$ , da extremidade superior da coluna. Este assentamento médio corresponde à média ponderada, pelas respectivas áreas de influência na célula unitária (“coroas” circulares), dos assentamentos nos pontos nodais correspondentes. Dado o comportamento elástico linear do material da coluna, conhecido  $\Delta L$ , obtém-se  $Q_c$  aplicando sucessivamente as seguintes expressões:

$$\varepsilon_{m(coluna)} = \frac{\Delta L}{L} \quad (5.7)$$

$$\sigma_{(coluna)} = E \cdot \varepsilon_{m(coluna)} \quad (5.8)$$

$$Q_c = \sigma_{(coluna)} \cdot A_{(coluna)} \quad (5.9)$$

em que  $\varepsilon_{m(coluna)}$  é a extensão média,  $L$  o comprimento da coluna,  $\sigma_{(coluna)}$  o acréscimo de tensão médio sobre a coluna,  $E$  o módulo de elasticidade da coluna e  $A_{(coluna)}$  a área da coluna.

A carga total do aterro na célula unitária é:

$$Q_t = \gamma H \cdot A_{(célula-unitária)} \quad (5.10)$$

em que  $\gamma$  e  $H$  são o peso volumico do material de aterro e a altura do aterro e  $A_{(célula-unitária)}$  a área da célula unitária.

A evolução deste parâmetro durante e após a construção é apresentada na Fig.5.38. É possível constatar que a percentagem de carga transmitida para as colunas aumenta quer na fase de carregamento quer após a construção. No final da construção apenas 8% da carga total é suportada pelas colunas. Nesta fase, grande parte da carga está pois aplicada no fluido intersticial (excessos de pressão neutra). Só com a consolidação é que o processo de transmissão de carga para a coluna continua. A partir da semana 400 mais de 80% da carga introduzida pelo aterro é suportada pelas colunas de jet grouting. No final da consolidação este coeficiente atinge o valor de 0,85, valor suficientemente próximo do valor teórico óptimo, 1 (correspondente à situação em que toda a carga do aterro seria suportada pelas colunas).

Note-se que o coeficiente  $f$  tem em conta, globalmente, os três mecanismos de transferência de carga para a coluna:

- Por efeito de arco na massa do aterro;
- Transferência de carga do geossintético para a coluna;
- Por efeito de arco, abaixo do aterro, no solo mole (tensões tangenciais de atrito na superfície lateral da coluna).



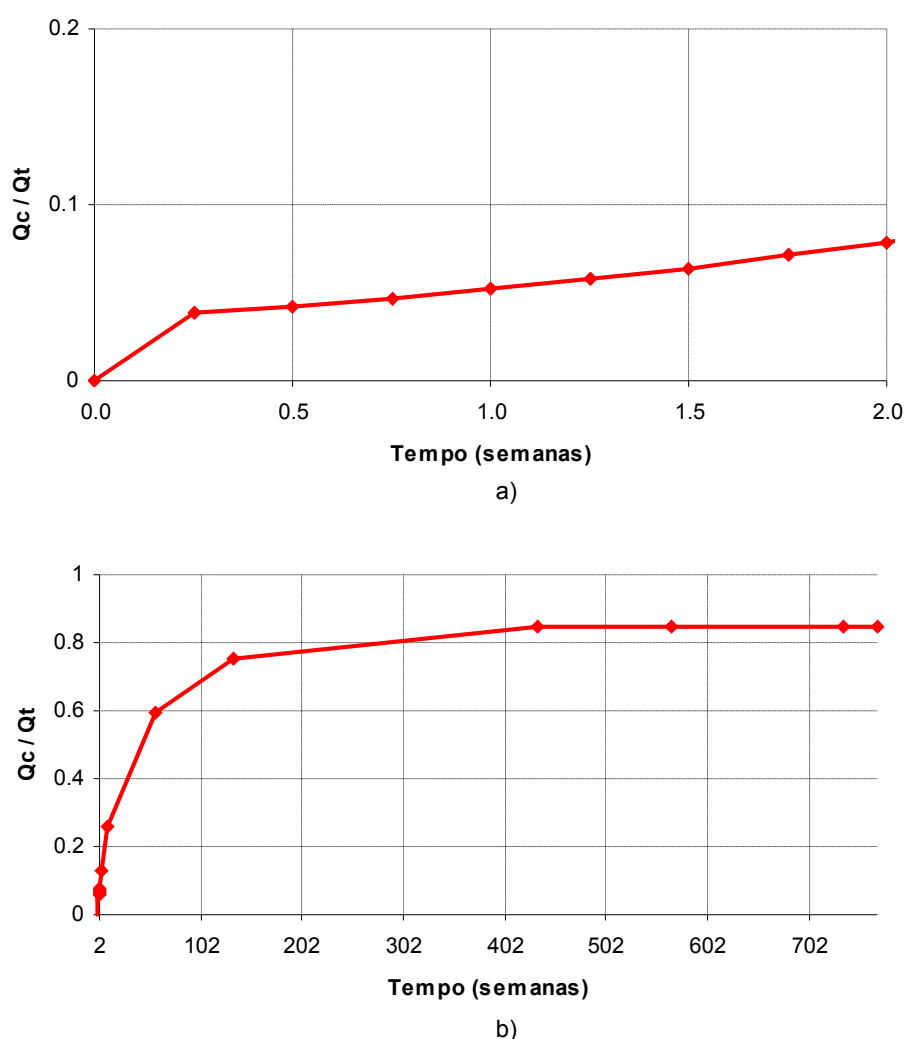


Fig.5.38 – Evolução no tempo do coeficiente de eficácia do sistema de reforço: a) durante a construção; b) após a construção

#### 5.3.3.4. Assentamentos. Comparação com o problema não reforçado

O coeficiente de redução de assentamentos é definido como a relação entre os assentamentos na base do aterro do problema reforçado e do problema não reforçado (sem colunas e sem geossintético).

Para avaliar o coeficiente de redução de assentamentos modelou-se o estudo base não reforçado. Apresenta-se na Figura 5.39 a evolução do assentamento médio na base do aterro para ambas as situações.

Constata-se que pela introdução do reforço com colunas de jet grouting encabeçadas pelo geossintético, há uma diminuição do assentamento médio final de 41,0 cm para 11,5 cm, que corresponde a uma redução de 72%. O coeficiente de redução de assentamentos (CRA) é de 0,28. O factor de melhoramento,  $n$ , definido como o inverso de CRA, é 3,56.

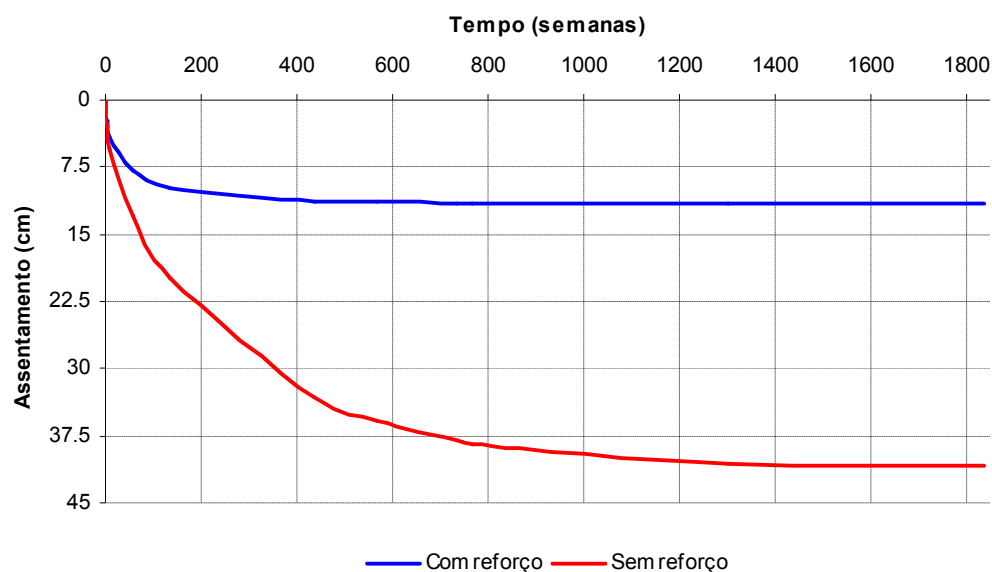


Fig.5.39 – Assentamentos médios na base do aterro ao longo do tempo para situações com e sem reforço (colunas de jet grouting e geossintético)

Quando se analisam os assentamentos máximos em vez dos médios (Fig.5.40), a configuração do gráfico é semelhante, apresentando uma pequena diferença no valor do assentamento máximo do solo reforçado. Assim os assentamentos máximos neste caso são de 41,0cm e 13,8cm, respectivamente no problema sem e com reforço, que corresponde a uma redução de 66%. Nesta análise com os assentamentos máximos, o coeficiente de redução de assentamentos é de 0,34 e o factor de melhoramento,  $n$ , 2,97.

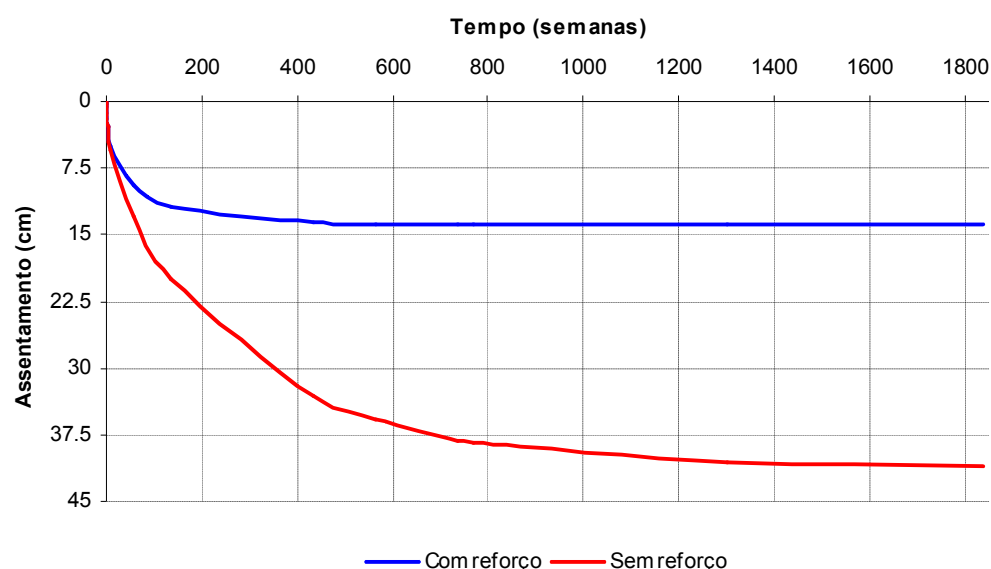


Fig.5.40 – Assentamentos máximo na base do aterro ao longo do tempo para situações com e sem reforço (colunas de jet grouting e geossintético)

Analisando ainda as figuras 5.39 e 5.40, nota-se que a evolução no tempo dos assentamentos (consolidação) é bastante mais rápida no problema reforçado que no problema sem colunas e sem geossintético. Enquanto que, no primeiro, o assentamento final é atingido por volta da semana 440, no último só o é por volta da semana 1250.

# 6

## ANÁLISES PARAMÉTRICAS

### 6.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior, usando o programa de elementos finitos RECRIB (Borges, 1995), analisou-se o comportamento de um aterro sobre solos moles, reforçado com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintético. Os resultados apresentados permitiram, por um lado, fundamentar a discussão dos aspectos essenciais do comportamento mecânico deste tipo de obras e, por outro, avaliar do alcance dos efeitos estruturais da utilização de colunas de jet grouting encabeçadas por geossintético, na construção de aterros sobre solos moles. Pretende-se, agora, alargar e aprofundar essa discussão mediante a análise comparada dos efeitos resultantes da variação de alguns parâmetros que influenciam o funcionamento das obras em questão.

Assim, tendo por base o estudo realizado no Capítulo 5, analisa-se e compara-se, neste capítulo, o comportamento do sistema perante as alterações desses parâmetros, não só no que se refere à sua influência nos resultados finais, como também na evolução do comportamento ao longo do tempo.

Os parâmetros objecto de análise são:

- Altura do aterro;
- Deformabilidade das colunas de jet grouting;
- Rigidez à tracção do geossintético;
- Espaçamento entre colunas em malha quadrangular.

No Quadro 6.1 é apresentada uma síntese dos cálculos efectuados em todos os estudos paramétricos, sendo indicados também os valores do diâmetro da célula unitária correspondente.

As condições impostas para a célula fundamental no problema base no que se refere ao confinamento lateral e todas as restantes condições fronteira mantêm-se em todos os cálculos.

São apresentados os resultados, análises e considerações julgadas relevantes, não se entrando, no entanto, no pormenor das análises efectuadas no capítulo anterior. As conclusões tiradas neste capítulo devem ser enquadradas nas condições específicas do problema estudado.

Quadro 6.1 – Síntese dos cálculos efectuados no estudo paramétrico

CASO DE ESTUDO	NOME DO CÁLCULO	ALTURA DO ATERRO (m)	E COLUNA (MPa)	RIGIDEZ GEOSSINTÉTICO (kN/m)	ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS (m)	DIÂMETRO DA CÉLULA UNITÁRIA (m)
Altura do aterro	H0	2,0	150	6000	3,81	4,3
	H1	1,0	150	6000	3,81	4,3
	H2	3,0	150	6000	3,81	4,3
	H3	4,0	150	6000	3,81	4,3
Deformabilidade das colunas	E0	2,0	150	6000	3,81	4,3
	E1	2,0	100	6000	3,81	4,3
	E2	2,0	1000	6000	3,81	4,3
	E3	2,0	10000	6000	3,81	4,3
	E4	2,0	20000	6000	3,81	4,3
Rigidez do geossintético	J0	2,0	150	6000	3,81	4,3
	J1	2,0	150	-	3,81	4,3
	J2	2,0	150	500	3,81	4,3
	J3	2,0	150	1000	3,81	4,3
	J4	2,0	150	3000	3,81	4,3
	J5	2,0	150	12000	3,81	4,3
Espaçamento entre colunas	L0	2,0	150	6000	3,81	4,3
	L1	2,0	150	6000	2,75	3,2
	L2	2,0	150	6000	4,61	5,2
	L3	2,0	150	6000	5,94	6,7
	L4	2,0	150	6000	6,74	7,6

## 6.2. INFLUÊNCIA DA ALTURA DO ATERRO

### 6.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

De acordo com diversos estudos publicados na bibliografia da especialidade (Han e Garb, 2002; Gangakhedkar, 2004; Abdullah, 2006; Rao, 2006), a altura do aterro é um parâmetro de influência significativa no comportamento do sistema que constitui a célula fundamental. Quanto maior é a altura do aterro, maior é a carga suportada pelo sistema de reforço e pelo solo de fundação, o que se traduz num maior assentamento na base do aterro, num factor de concentração de tensões mais elevado e num aumento da força de tracção máxima no geossintético (Han e Garb, 2002).

No estudo base (H0) foi considerada uma altura de aterro de 2m. Para estudar o impacto deste parâmetro, para além do estudo base, foram consideradas as seguintes alturas de aterro:

- 1m (cálculo H1);
- 3m (cálculo H2);
- 4m (cálculo H3).

As restantes propriedades, quer geométricas, quer do solo mole e materiais de reforço, foram consideradas iguais às adoptadas no estudo base.

### 6.2.2. DESLOCAMENTOS

Como seria expectável, os assentamentos crescem à medida que cresce a carga que solicita o sistema, (materializada pela altura do aterro). A Figura 6.1 mostra que os assentamentos máximos da base do aterro sobre o solo mole e no topo da coluna de jet grouting, no final da consolidação, aumentam com a altura do aterro. A variação do assentamento máximo na coluna está entre 6,5mm, no cálculo H1, e 4,1cm, no cálculo H3. No que se refere ao solo mole, a variação do assentamento máximo com a altura de aterro é ainda mais significativa, situando-se entre 8,7cm, no caso H1, e 17,9cm no caso H3.

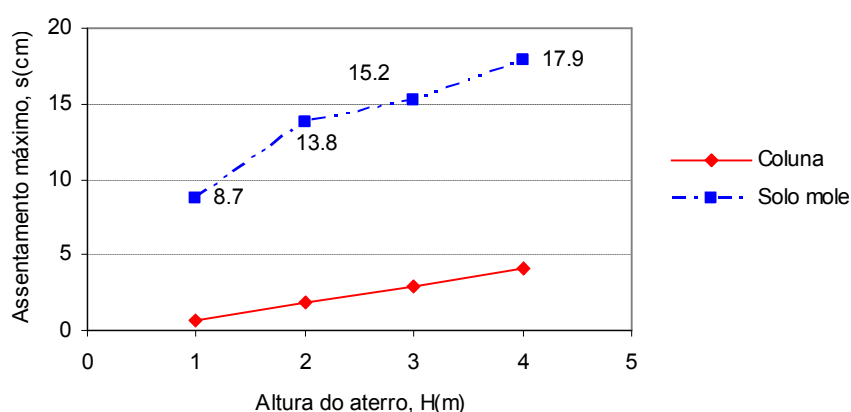


Fig.6.1 – Assentamentos máximos no final da consolidação, na base do aterro sobre, o solo mole e sobre a coluna, para as diferentes alturas de aterro

Apresentam-se na Figura 6.2 os assentamentos diferenciais máximos na base do aterro, obtidos em resposta às diferentes alturas de aterro. O assentamento diferencial aumenta com o aumento da altura de aterro, desde 8,1cm, para o caso H1, até 13,9cm, no caso H3. Como a coluna é menos deformável experimenta assentamentos menores que o solo argiloso mole, pelo que o assentamento diferencial cresce também com o aumento da altura de aterro.

Verifica-se contudo que o crescimento do assentamento diferencial entre 2 e os 3m de altura de aterro é menos significativo que o observado com o aumento de 1m para 2m de altura, e de 3m para 4m, o que se deve a um menor crescimento do assentamento no solo mole para o intervalo em questão (Fig.6.4).

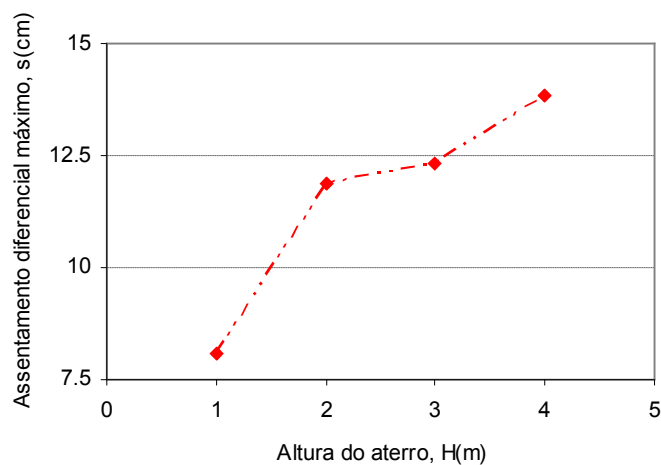


Fig.6.2 – Assentamentos diferenciais máximos no final da consolidação, na base do aterro, para as diferentes alturas de aterro

As Figuras 6.3 e 6.4 mostram a evolução do assentamento máximo na base do aterro ao longo do tempo para todos os cálculos efectuados, no solo mole e na coluna, respectivamente.

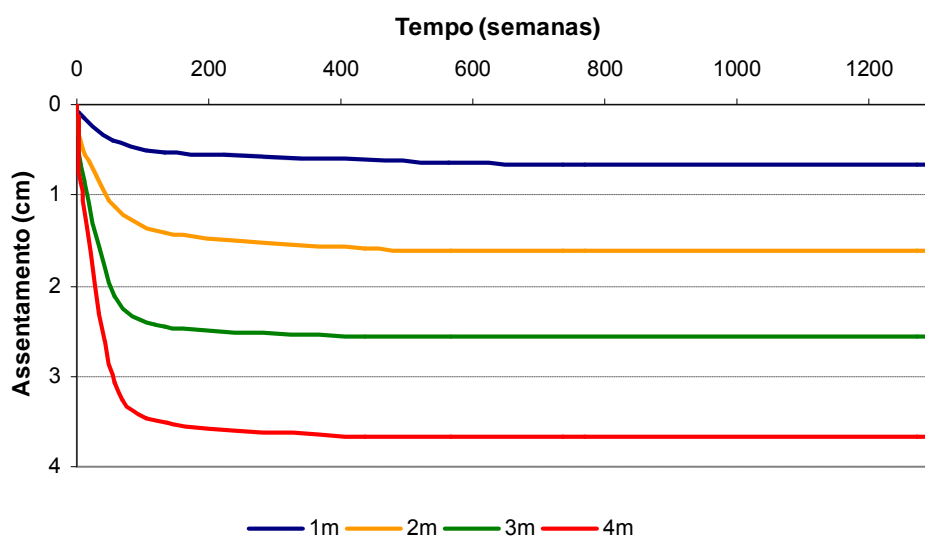


Fig.6.3 – Evolução temporal do assentamento máximo na coluna de jet grouting, para as diferentes alturas de aterro

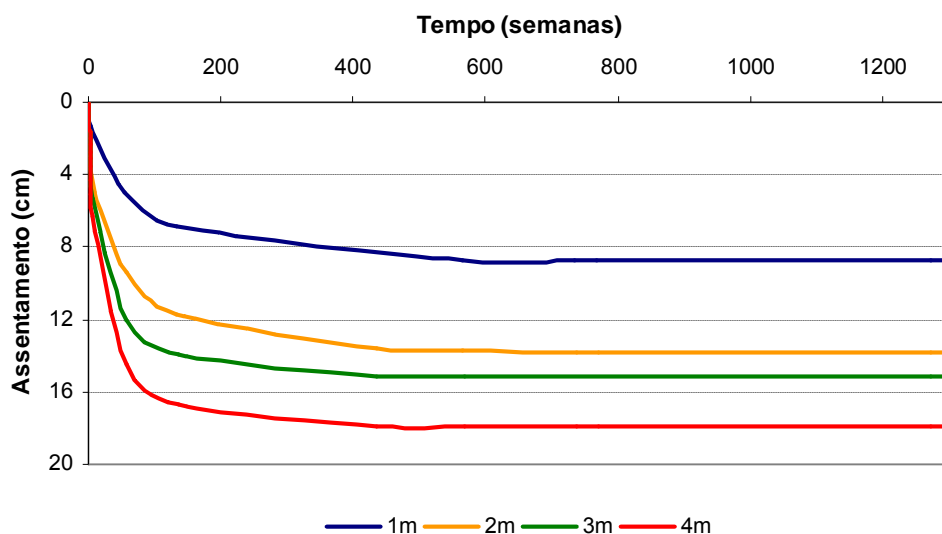


Fig.6.4 – Evolução temporal do assentamento máximo do solo na base do aterro, para as diferentes alturas de aterro

Aproximadamente a partir da semana 200 verifica-se que, tanto no solo mole como na coluna, os assentamentos para os diferentes cálculos já se processaram quase na totalidade.

Para se avaliar da velocidade de consolidação nos diferentes cálculos, mostra-se na Figura 6.5 a evolução do assentamento máximo no solo ao longo do tempo relativamente ao assentamento máximo final. Pela análise da figura pode-se verificar que o processo de consolidação se processa mais rapidamente para alturas de aterro mais elevadas, correspondentes a cargas maiores a solicitar o sistema. Este facto deve-se a que maiores alturas de aterro determinam maiores gradientes de excesso de pressão neutra (como se verá mais à frente, na Fig.6.12) e, consequentemente, maiores velocidades da água no sentido da superfície de drenagem (superfície do terreno natural).

A percentagem do assentamento atinge os 100% nos cálculos H2 e H3 aproximadamente à semana 400. Para a altura de aterro de 1m (cálculo H0), o assentamento máximo só é atingido na semana 600.

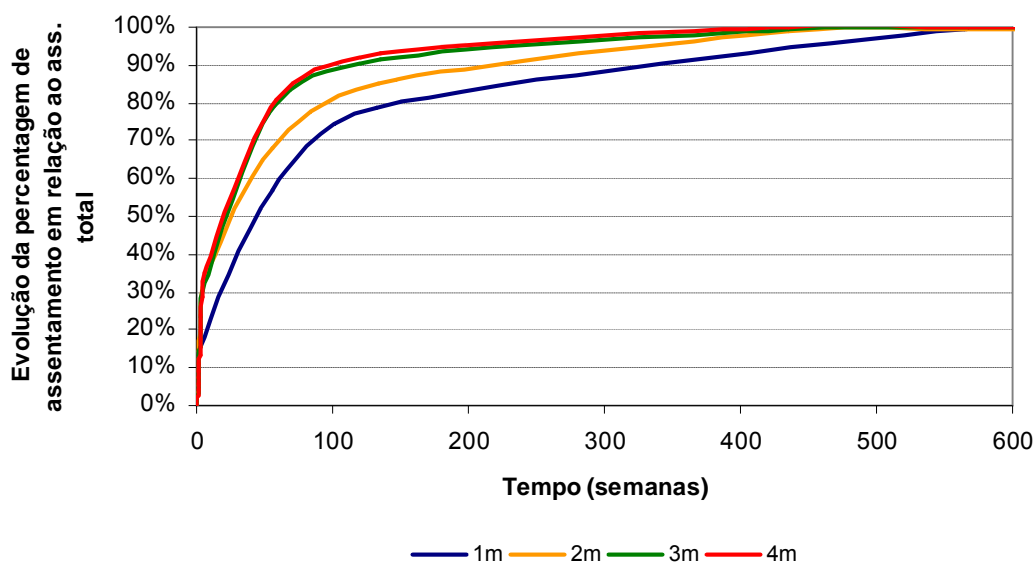


Fig.6.5 – Evolução da percentagem de assentamento máximo na base do aterro em relação ao assentamento máximo final, para as diferentes alturas de aterro

### 6.2.3. FACTOR DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES

O factor de concentração de tensões na base do aterro avalia a relação entre os acréscimos médios de tensão vertical na coluna e no solo mole. A Fig. 6.6 mostra que o factor de concentração de tensões na base do aterro aumenta com o aumento da altura de aterro. Este factor traduz, naturalmente, que o efeito de transferência de carga para o topo da coluna (devido ao efeito de arco no aterro e à transferência de carga no geossintético) é maior para alturas de aterro maiores. Devido sobretudo ao efeito de arco no aterro, maiores alturas de aterro possibilitam melhores desenvolvimentos do mecanismo de arco no corpo do aterro, permitindo maiores transmissões das forças por efeito de arco para as colunas.

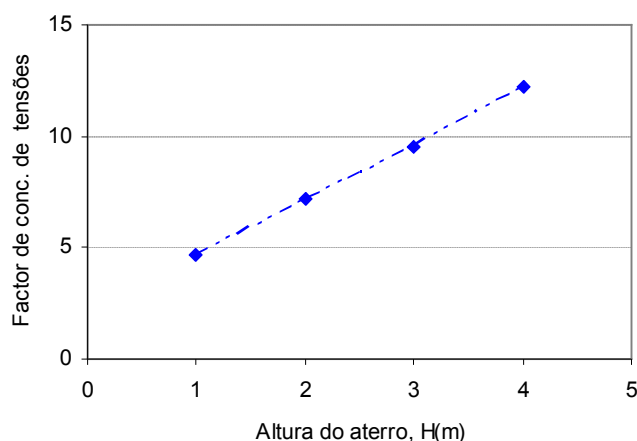


Fig.6.6 – Factor de concentração de tensões, no final da consolidação, na base do aterro, para as diferentes alturas de aterro

### 6.2.4. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO

Corroborando os resultados do factor de concentração de tensões, a Figura 6.7 mostra que o coeficiente de efeito de arco diminui com o aumento da altura do aterro (note-se que o coeficiente de efeito de arco, tal como definido no capítulo anterior, diminui quando o efeito de arco no corpo do aterro aumenta). Para um aterro com 1m de altura, o coeficiente de efeito de arco assume o valor de 0,55, o que significa que 45% da carga de aterro que geometricamente ocupa a área correspondente ao solo mole na célula unitária migrou, por efeito de arco no corpo do aterro, para a coluna. No entanto, o coeficiente de efeito de arco apresenta o valor de 0,3 quando a altura de aterro é de 4m, ou seja, apenas 30% da carga referida atrás é aplicada na superfície do geossintético na zona do solo mole. Este comportamento está de acordo com o exposto no ponto 2.11, em que se verificou que, em aterros com pouca altura, o resultado do desenvolvimento de tensões de corte no corpo do aterro é menos significativo que em aterros com altura mais elevada (Han e Garb, 2002). Com o crescimento da altura do aterro, crescem as tensões de corte no corpo do aterro e mobiliza-se maior mecanismo de efeito de arco.



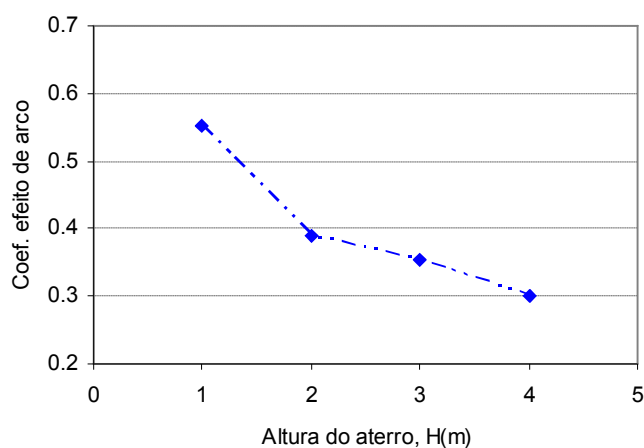


Fig.6.7 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para as diferentes alturas de aterro

#### 6.2.5. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO

Como se pode verificar na Figura 6.8, a força máxima de tracção no geossintético cresce com o aumento da altura de aterro. Para o cálculo H1 (altura de 1m) toma o valor de 20kN/m, e para o aterro com 4m, o valor de 80kN/m.

Não obstante a maior transmissão de cargas, por efeito de arco, para as colunas, para alturas de aterro maiores (Figuras 6.6 e 6.7), a carga sobre o geossintético na zona do solo mole também aumenta com a altura do aterro (embora, como se viu, percentualmente aumenta menos que a carga total no aterro). Este facto justifica pois o aumento da força de tracção no geossintético com o aumento da altura de aterro (Figura 6.8).

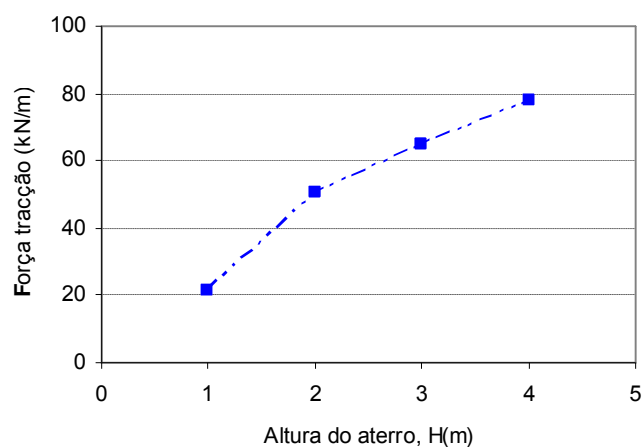


Fig.6.8 – Força máxima de tracção no geossintético, no final da consolidação, para as diferentes alturas de aterro

#### 6.2.6. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA

O coeficiente de eficiência do sistema de reforço, constituído pelas colunas de jet grouting encabeçadas pelo geossintético, definido em 5.3.3.3, avalia a percentagem da carga total de aterro que é transmitida para as colunas.

Como esperado, face aos resultados apresentados nas secções anteriores (6.2.3 a 6.2.5), a observação da Figura 6.9 permite constatar que a eficiência do sistema aumenta com o aumento da altura de aterro. O coeficiente de eficácia aumenta consideravelmente quando a altura de aterro passa de 1m para 2m. Para os cálculos H0 e H2, correspondentes a alturas de aterro de 2m e 3m respectivamente, a eficácia é aproximadamente igual, voltando a crescer com a passagem dos 3m para os 4m de altura de aterro.

Da análise dos resultados da Figura 6.9, importa realçar os valores bastante elevados do coeficiente de eficácia para alturas de aterro igual ou superiores a 2m, sendo o seu valor superior a 0,9 para a altura de aterro de 4m.

Relacionando estes resultados com os do coeficiente de efeito de arco apresentados na Figura 6.7, pode-se concluir que a variação com a altura do aterro da eficácia do sistema de reforço (que, como se viu no capítulo anterior, tem em conta os três mecanismos de transferência de carga para a coluna, no corpo do aterro, através do geossintético e por atrito na interface solo mole-superfície lateral da coluna) está, em grande parte, ligada à variação da transmissão de forças no corpo do aterro. Na realidade, os diagramas das Figuras 6.9 e 6.7 apresentam uma configuração aproximadamente inversa, ou seja, ao crescimento do coeficiente de eficácia do sistema está associado um decréscimo do valor do coeficiente de efeito de arco, o que é perfeitamente razoável, pois quanto menor é o coeficiente de efeito de arco, maior a percentagem de cargas transmitida directamente às colunas de jet grouting, o que torna o sistema mais eficiente.

O crescimento substancial da eficácia do sistema com o aumento de altura de aterro de 1m para 2m poderá dever-se a que 1m de aterro não seja suficiente para a mobilização do arco no corpo do aterro (ponto 6.2.4), o que leva a que apenas as cargas mais próximas das colunas descarreguem directamente nelas.

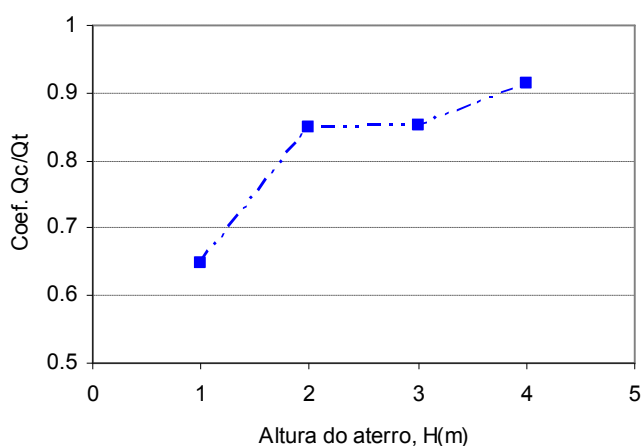


Fig.6.9 – Coeficiente de eficácia do sistema, no final da consolidação, para as diferentes alturas de aterro

### 6.2.7. COEFICIENTE DE REDUÇÃO DO ASSENTAMENTO MÁXIMO

Como se viu no capítulo anterior, o coeficiente de redução do assentamento máximo, CRA, é definido pela razão entre o assentamento máximo, na base do aterro, do problema reforçado e assentamento do mesmo problema não reforçado (sem colunas e sem geossintético). Este coeficiente analisa pois a eficácia do sistema de reforço em termos de assentamentos, um parâmetro muito importante para a avaliação dos efeitos sobre eventuais obras executadas na plataforma do aterro.

Com o aumento da altura do aterro, aumentam, naturalmente, os assentamentos do problema reforçado e do problema não reforçado. A análise da Fig.6.10 permite verificar que a eficácia do sistema de reforço, em termos de assentamentos, aumenta com o crescimento da altura de aterro, até à altura de 3m, a partir da qual permanece aproximadamente constante. Assim, em geral, à medida que a altura do aterro cresce, o sistema de reforço tem uma influência crescente na minimização dos assentamentos na base do aterro, ou seja, por outras palavras, o assentamento do problema não reforçado cresce proporcionalmente mais que o assentamento do problema reforçado.

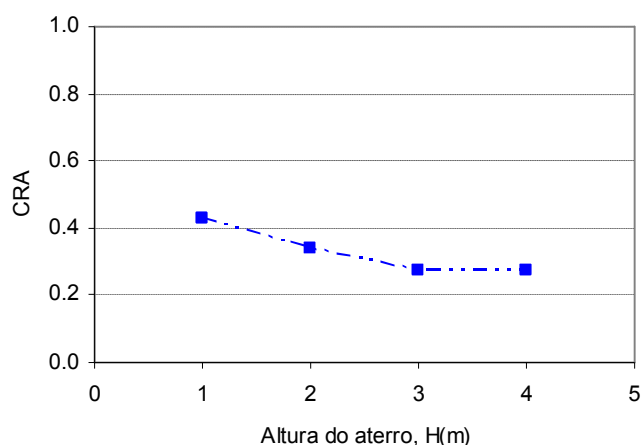


Fig.6.10 – Coeficiente de redução do assentamento máximo, no final da consolidação, para as diferentes alturas de aterro

### 6.2.8. NÍVEIS DE TENSÃO

Nas Figuras 6.11 e 6.12 apresentam-se os níveis de tensão mobilizados respectivamente no final da construção e no final da consolidação, para todas as alturas de aterro consideradas.

No período correspondente ao final da construção do aterro para cada um dos cálculos efectuados, verifica-se que o aumento da altura de aterro acarreta um aumento da zona do solo mole em estado crítico (Fig.6.11).

Para as alturas de aterro de 3m e 4m verifica-se que o solo mole na interface com a coluna se aproxima do estado crítico. O mecanismo de efeito de arco no solo mole, que se mobiliza em função das diferenças de rigidez entre coluna e solo, começa-se a mobilizar durante o período construtivo. Como para maiores alturas de aterro o processo construtivo é mais longo, visto que o carregamento se processa sempre à velocidade de 1m em cada 7 dias, e que o material sob o arco no corpo do aterro, que é suportado tanto pelo geossintético como pelo solo mole, é maior, o solo próximo do estado crítico é consequência do sistema se encontrar num estado mais avançado da mobilização do

mecanismo de efeito de arco no solo e da maior carga transferida para o solo, o que dá lugar a uma maior transferência de cargas no solo mole.

Assim, o efeito de arco no solo mole de fundação é também maior para maiores alturas de aterro e manifesta-se pelo desenvolvimento de atrito lateral na interface com a coluna até maiores profundidades, atingindo o solo mole estados próximos do crítico também até maiores profundidades.

Observa-se também no aterro, na vizinhança da extremidade do topo da coluna, a mobilização de estados próximos do crítico numa zona crescente com a altura do aterro, resultado da transferência de tensões para a coluna de jet grouting por efeito de arco no corpo do aterro.

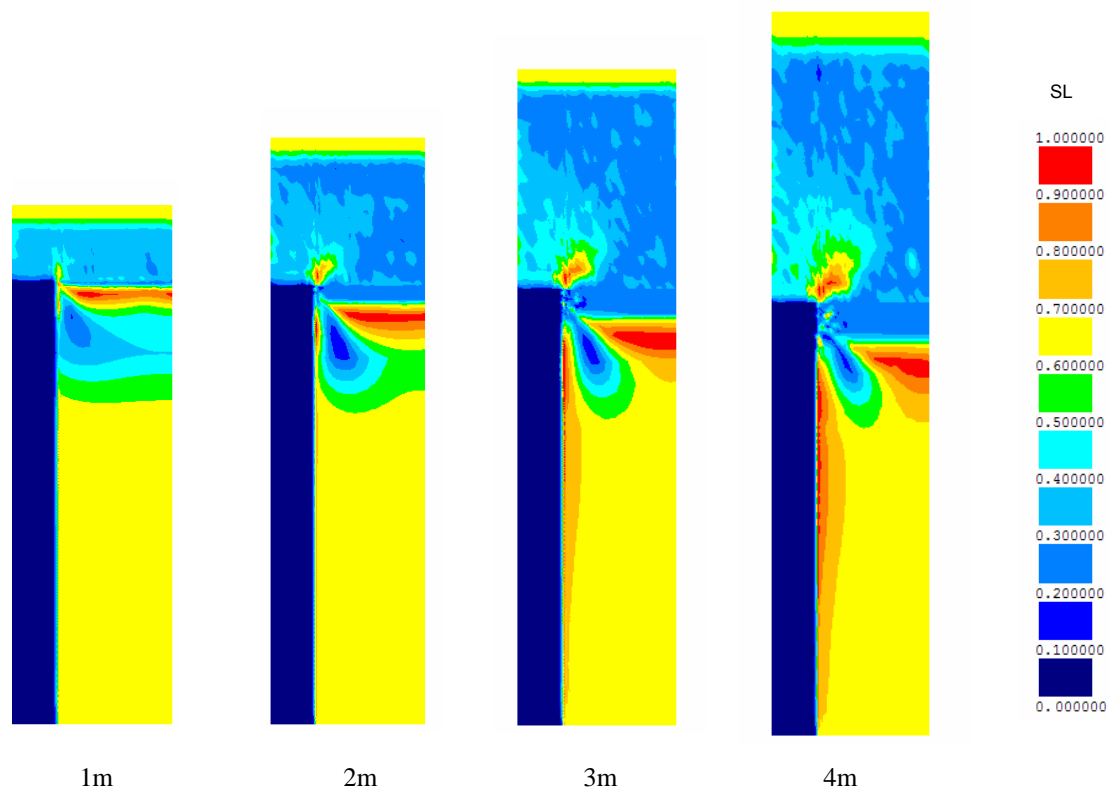


Fig.6.11 – Níveis de tensão no final da construção, para as diferentes alturas de aterro

Relativamente ao final da consolidação, é possível observar na Fig.6.12 que quanto maior é a altura de aterro, maior é o solo na envolvente da coluna de jet grouting em estado crítico.

Para o aterro com 1m de altura, é possível observar que uma menor área de solo mole se encontra em estado crítico, em virtude de este ser menos solicitado. Tal como foi referido anteriormente para o final do período construtivo, à medida que cresce a altura de aterro, cresce a solicitação sobre o sistema, e cresce também a carga que é transmitida para o solo mole sob o geossintético, tendo como consequência um maior efeito de arco no solo mole, atingindo o solo, na vizinhança da coluna, o nível crítico até uma maior profundidade.

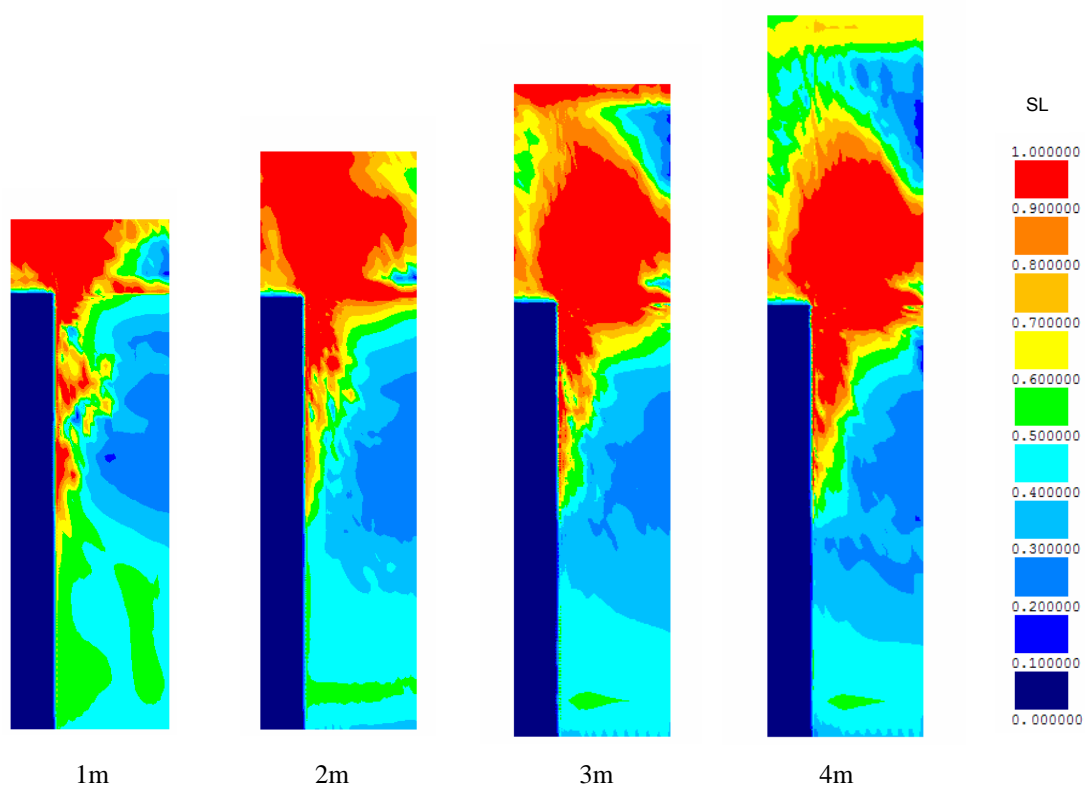


Fig.6.12 – Níveis de tensão no final da consolidação, para as diferentes alturas de aterro

#### 6.2.9. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS

Na Figura 6.13 é apresentado o campo de excessos de pressão neutra no final da construção para todos os cálculos efectuados. Verificam-se distribuições diferentes dos excessos de pressão neutra devido, naturalmente, aos diferentes valores da carga aplicada no sistema. Como seria previsível, maiores alturas de aterro impõem sucessivamente excessos de pressões neutras mais elevados. Os maiores gradientes observados para as alturas de aterro maiores justificam, como atrás se mostrou (Figura 6.5), os resultados mais rápidos de evolução no tempo do processo de consolidação.

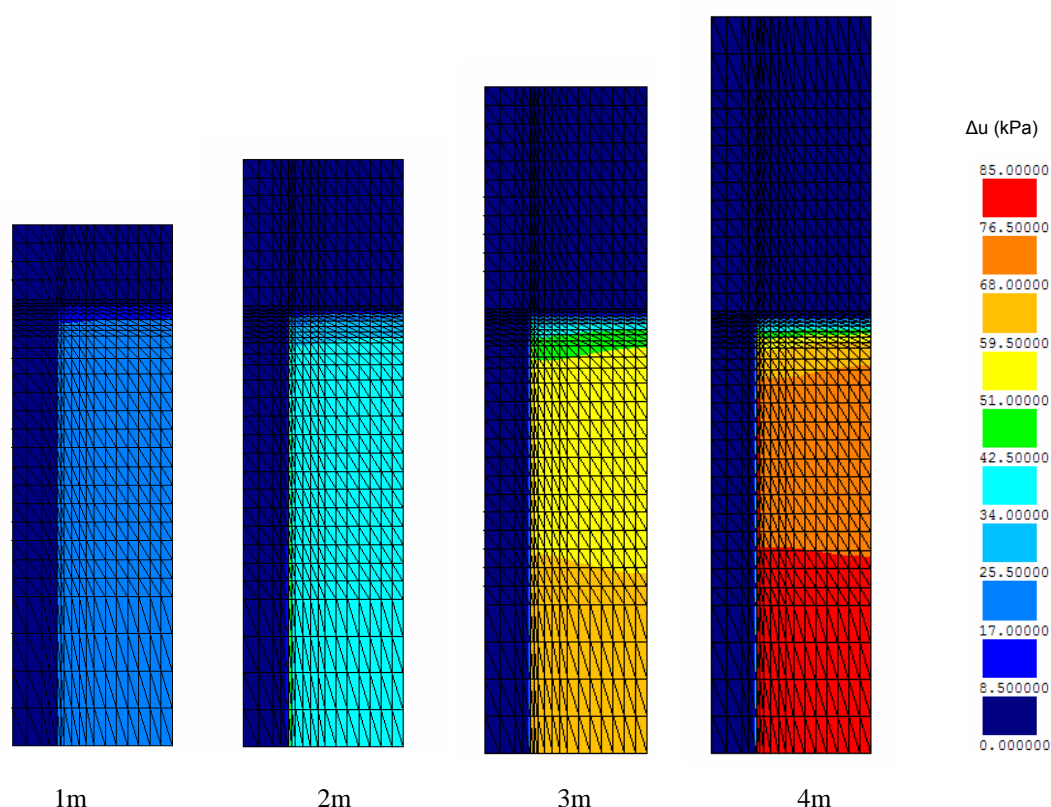


Fig.6.13 – Excessos de pressão neutra no final da construção, para as diferentes alturas de aterro

### 6.3. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DAS COLUNAS

#### 6.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para avaliar a influência da deformabilidade das colunas sobre o comportamento do sistema que constitui a célula fundamental efectuaram-se 4 cálculos para além do estudo base (E0), nos quais se considerou o módulo de deformabilidade das colunas com os valores 100MPa (cálculo E1), 1000MPa (cálculo E2), 10000MPa (cálculo E3) e 20000MPa (cálculo E4).

A diferença de rigidez entre o solo mole e a coluna é responsável pela mobilização do mecanismo de efeito de arco, tanto no corpo do aterro como no solo mole de fundação. Com este estudo pretende-se analisar a importância deste factor no comportamento do problema, nomeadamente nos mecanismos de transferência de tensões e para que valores de deformabilidade esta influência é mais significativa.

O reforço de aterros pode ser realizado com colunas de diversos materiais, pelo que se considerou pertinente analisar o comportamento do sistema para além dos valores do módulo de deformabilidade que caracterizam as colunas de jet grouting (cálculo E0), considerando no estudo valores mais elevados, da ordem de grandeza dos que caracterizam também colunas de betão.

Mais uma vez, e para todos os cálculos, os restantes parâmetros mantiveram-se constantes.

### 6.3.2. DESLOCAMENTOS

Na Figura 6.14 mostram-se os resultados dos assentamentos máximos na base do aterro, no solo mole e na coluna, para os diferentes cálculos (E0 a E4). Estes resultados permitem concluir que, como esperado, a tendência global é a redução dos assentamentos, quer no solo mole quer na coluna, com o aumento da rigidez da coluna. Essa redução tem alguma expressão quantitativa quando se passa de  $E=100\text{MPa}$  para  $E=1000\text{MPa}$ , mas é pouco expressiva para valores superiores a  $1000\text{MPa}$ . Isto é, a partir de  $E=1000\text{MPa}$ , os assentamentos máximos mantêm-se aproximadamente constantes, o que significa pois que este parâmetro não tem muita influência sobre os assentamentos na base do aterro.

Na Figura 6.15 encontra-se representado o assentamento diferencial máximo no final da consolidação para os cálculos efectuados. Verifica-se igualmente que o módulo de deformabilidade da coluna, dentro da gama de valores estudados, e para as condições deste problema, não tem influência significativa nos assentamentos diferenciais do sistema (o assentamento diferencial máximo não varia mais do que  $1\text{cm}$ , tal como se poderia prever pela observação da figura 6.14, que permite constatar a semelhança das duas curvas representadas, a menos de uma translação de aproximadamente  $11\text{cm}$ ).

Observa-se que o assentamento diferencial para as colunas mais deformáveis ( $100\text{MPa}$ - $150\text{MPa}$ ) aumenta com o aumento do módulo de deformabilidade da coluna, o que se deve a que os assentamentos no solo mole permanecem aproximadamente constantes e a coluna deforma-se mais para os valores de deformabilidade mais baixos.

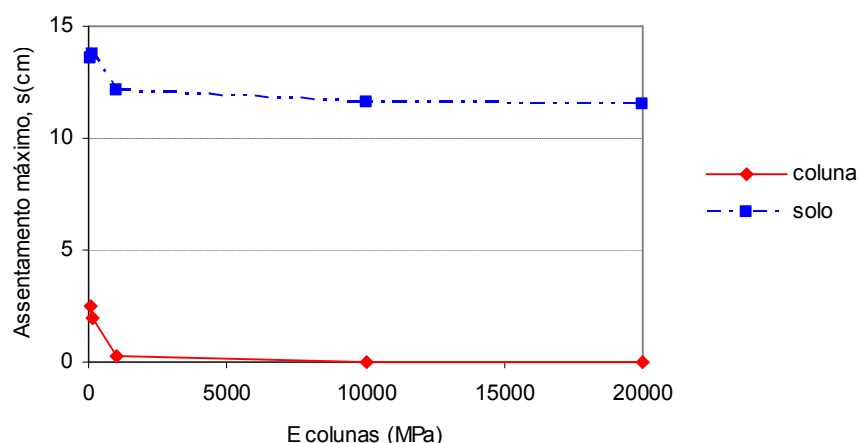


Fig.6.14 – Assentamentos máximos no final da consolidação, na base do aterro sobre o solo mole e sobre a coluna, para diferentes deformabilidades da coluna

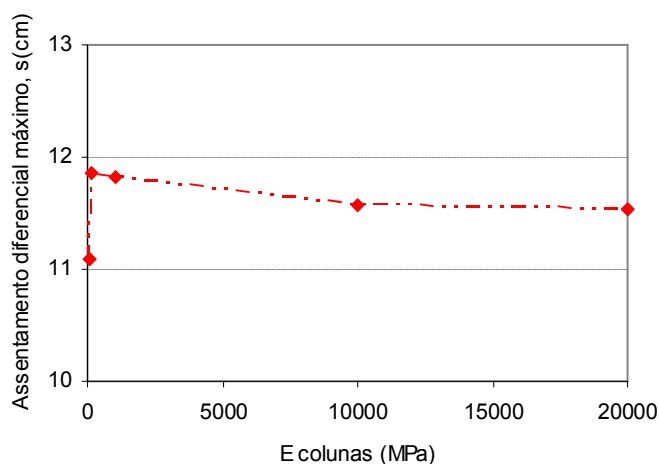


Fig.6.15 – Assentamentos diferenciais máximos no final da consolidação, na base do aterro, para diferentes deformabilidades da coluna

Apresenta-se na Figura 6.16 a evolução temporal dos assentamentos máximos na base do aterro para todos os cálculos efectuados. Estes resultados permitem referir que a deformabilidade das colunas não introduz também alterações significativas na evolução no tempo dos assentamentos.

As colunas com deformabilidade superior a 1000MPa apresentam um comportamento semelhante. A partir aproximadamente da semana 150 os assentamentos atingiram já um valor muito próximo do assentamento final. Para as colunas mais deformáveis esta estabilização do assentamento máximo ocorre apenas ao fim da semana 400.

As curvas para as deformabilidades de 10000MPa e 20000MPa praticamente sobrepõem-se, pelo que se conclui que, para as condições deste problema, a partir do valor do módulo de deformabilidade de 10000MPa o aumento do valor deste parâmetro não introduz qualquer alteração nos assentamentos máximos no solo mole.

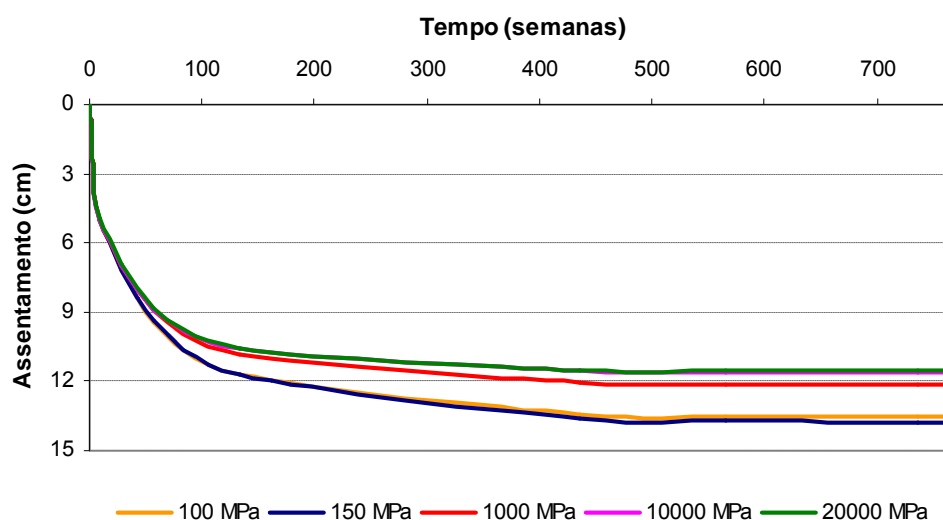


Fig.6.16 – Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro, para diferentes valores de deformabilidade da coluna



A Figura 6.17 mostra a evolução dos assentamentos máximos na coluna de reforço. Como esperado e já referido atrás, o assentamento na coluna diminui com o aumento do módulo de deformabilidade. Um pouco à semelhança do que se observou para o solo mole, para colunas com módulo de deformabilidade superior a 10000MPa, não se observa variação do comportamento, estando as respectivas curvas sobrepostas na Figura 6.17.

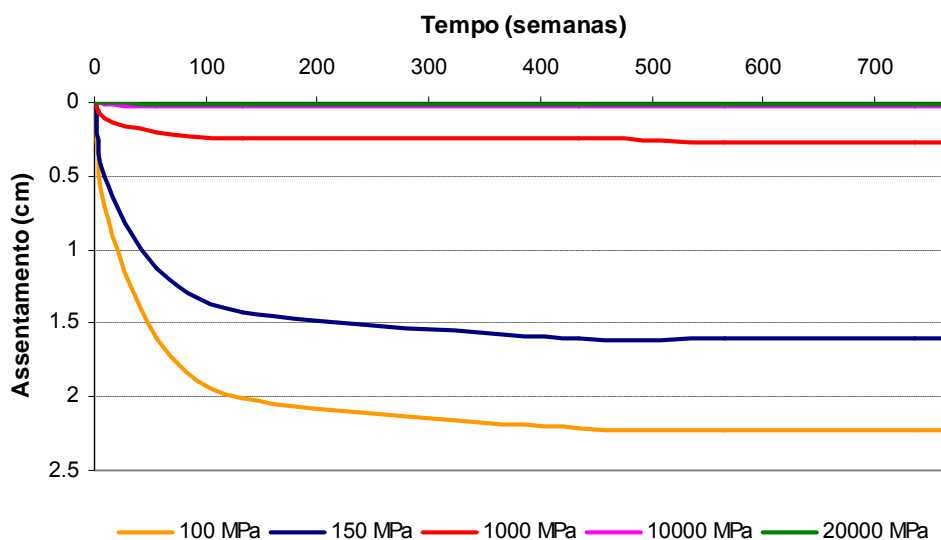


Fig.6.17 – Evolução temporal dos assentamentos máximos na coluna, para diferentes valores de deformabilidade da coluna

### 6.3.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO

A Figura 6.18 mostra que o coeficiente de efeito de arco não experimenta alterações significativas com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas. Dada a constância dos assentamentos observados nas Fig.s 6.14 e 6.15, este comportamento seria expectável.

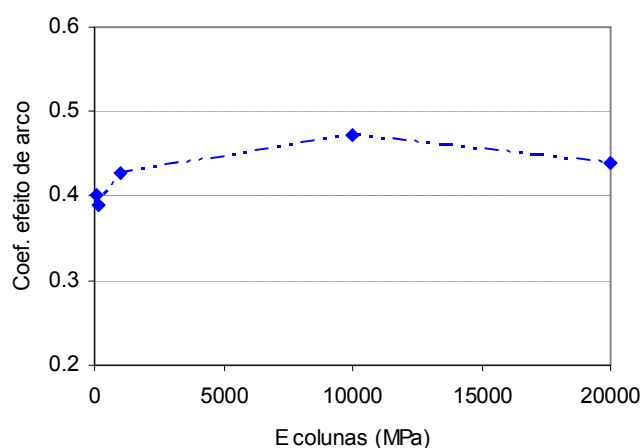


Fig.6.18 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna

#### 6.3.4. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO

A força máxima de tracção no geossintético aumenta com o aumento da rigidez das colunas de reforço (Fig. 6.19). Han e Garb (2004) fizeram referência, no seu estudo com estacas de betão, que um aumento no módulo de deformabilidade da coluna promove o desenvolvimento de assentamentos diferenciais, que resulta na mobilização de uma força de tracção maior no geossintético.

Para as colunas mais deformáveis (100MPa-150MPa) observa-se um crescimento muito acentuado da força de tracção no geossintético com o aumento do módulo de elasticidade da coluna. Para esta gama de deformabilidades das colunas, tal como foi referido no ponto 6.3.2, Fig.6.14, verificam-se assentamentos diferenciais crescentes entre o solo e colunas, o que mobiliza uma maior força de tracção no geossintético, visto que o geossintético experimenta uma maior deformação.

Para colunas com módulo de deformabilidade a partir de 1000MPa a força de tracção no geossintético aumenta mas apenas ligeiramente, estabilizando a partir dos 10000MPa.

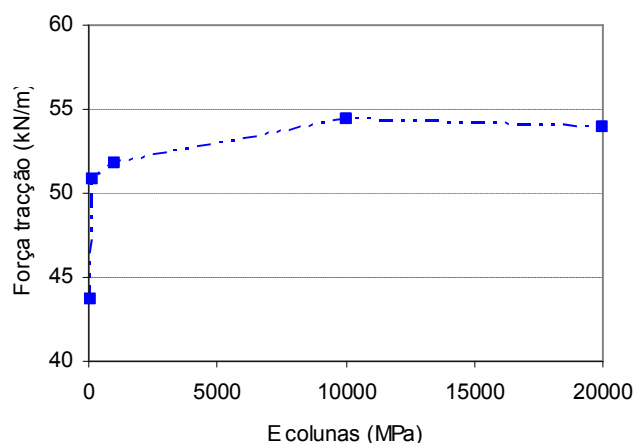


Fig.6.19 – Força máxima de tracção no geossintético, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna

#### 6.3.5. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA

Pela observação da Figura 6.20 verifica-se que o coeficiente de eficácia do sistema aumenta até a deformabilidade das colunas atingir o valor de 1000MPa. Para colunas mais rígidas, a eficiência do sistema de reforço é praticamente constante e próximo de 0,9.

Para as colunas com deformabilidades até 150MPa o coeficiente de eficácia do sistema aumenta significativamente com o aumento do módulo de deformabilidade da coluna. Como o coeficiente de efeito de arco apresenta um valor aproximadamente constante para todas as colunas, este acréscimo de eficácia do sistema poderá dever-se, pelo menos em parte, à transmissão de cargas do geossintético para a coluna (ver Fig.6.19).

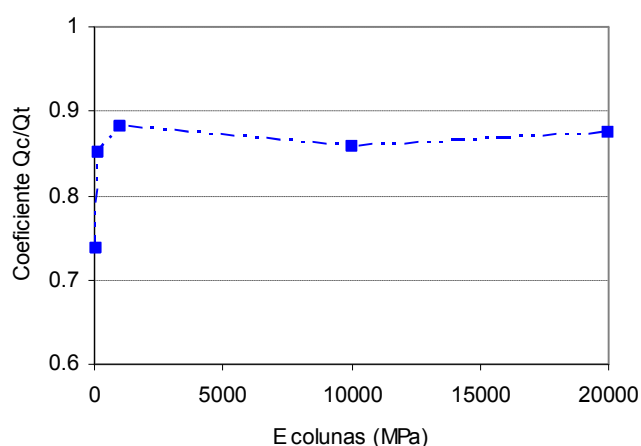


Fig.6.20 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna

### 6.3.6. NÍVEIS DE TENSÃO

Nas Figuras 6.21 e 6.22 apresentam-se os mapas de coloração dos níveis de tensão respectivamente no final da construção e no final da consolidação para os cálculos E1, E2, E3 e E4. Dada a proximidade dos valores de deformabilidade das colunas nos cálculos E0 e E1e dos níveis de tensão, optou-se pela não apresentação do mapa referente ao cálculo E0.

A Figura 6.21 permite verificar que para qualquer um dos cálculos efectuados, não se observam diferenças significativas nos níveis de tensão do sistema no final da construção.

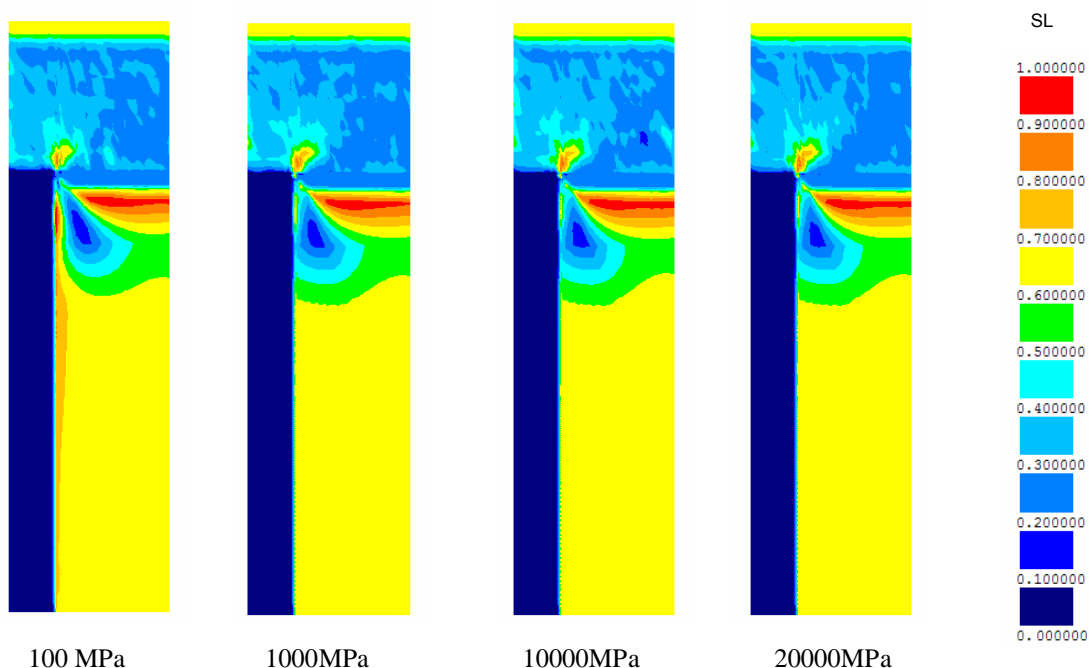


Fig.6.21 – Níveis de tensão no final da construção, para diferentes deformabilidades da coluna

No final da consolidação (Figura 6.22), o efeito do aumento do módulo de deformabilidade das colunas nos níveis de tensão reflecte-se sobretudo no facto do solo mole próximo da coluna atingir estados próximos do crítico até profundidades mais elevadas. A maior diferença dos valores de rigidez entre coluna e solo proporciona o desenvolvimento de atrito lateral na interface entre os dois materiais e o “apoio” do solo sobre a coluna, o que faz com que o efeito de arco mobilizado no solo mole de fundação seja mais pronunciado. Este efeito justifica também, em parte, o aumento de eficácia do sistema de reforço referido atrás (Figura 6.21), para os cálculos correspondentes a maiores valores do módulo de elasticidade das colunas.

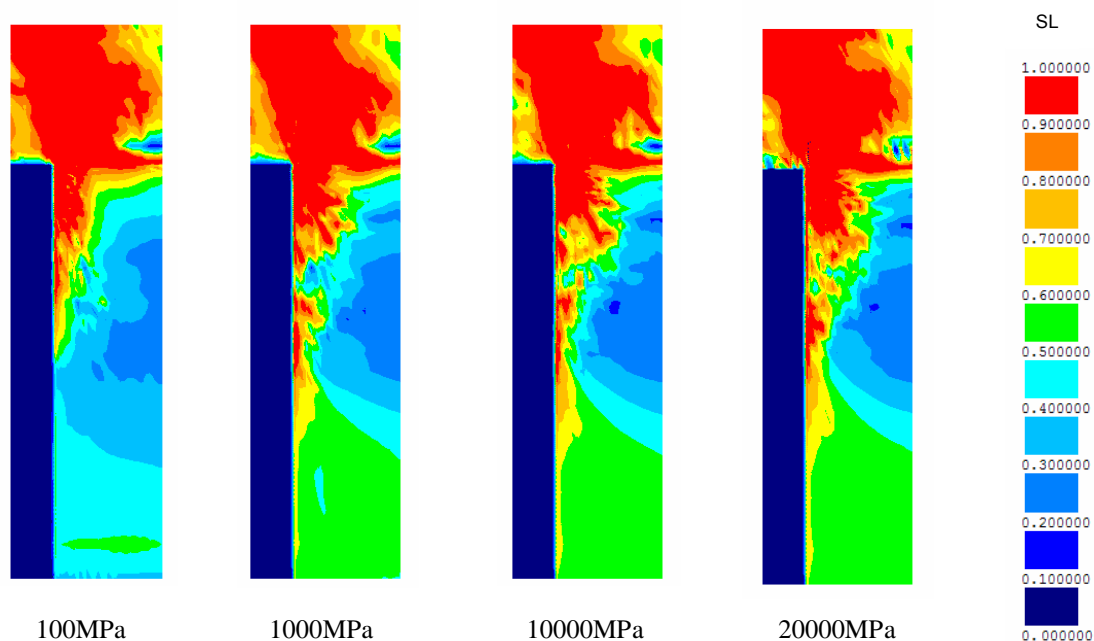


Fig.6.22 – Níveis de tensão no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna

### 6.3.7. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS

Na Figura 6.23 são apresentados os excessos de pressões neutras para o final da construção do aterro. Verifica-se que quando a coluna é mais deformável ( $E=100\text{MPa}$ ) se observa um excesso de pressão neutra máximo de  $45\text{kPa}$ , superior ao observado para os outros cálculos com colunas menos deformáveis.

Esta diferença deve-se, naturalmente, ao facto de que as colunas mais rígidas “chamam” para si mais carga, aliviando a acção que se transmite para o solo mole saturado durante a construção, isto é, gerando menores excessos de pressão neutra no solo mole.

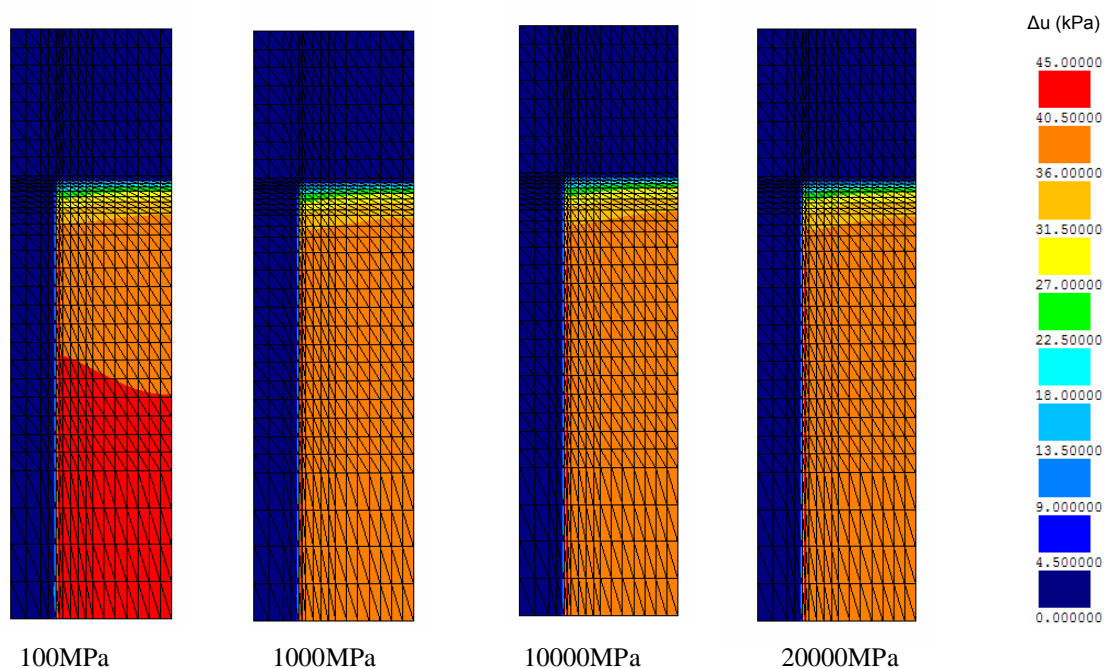


Fig.6.23 – Excessos de pressão neutra no final da construção, para diferentes deformabilidades da coluna

## 6.4. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À TRACÇÃO DO GEOSSINTÉTICO

### 6.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Analisa-se neste ponto a influência da rigidez à tracção do geossintético no comportamento do problema. A variação paramétrica apresentada compreende 6 cálculos, incluindo o estudo base (J0). O cálculo J1 contempla a situação de reforço do aterro sem geossintético, constituído apenas pelas colunas de jet grouting. No Quadro 6.2 apresenta-se a rigidez à tracção do geossintético para os seis casos em estudo.

A escolha do geossintético apropriado para o sistema pode ser aproximada com base nos métodos de pré-dimensionamento (ver ponto 2.8). Foi visto que o cálculo da força de tracção no geossintético é função da distância entre apoios, da carga sobre o geossintético e da deformação máxima. Com este estudo pretende-se averiguar, para as condições do problema base, qual o impacto no comportamento do sistema da inclusão, ou não, do geossintético e, no caso de ser aplicado como elemento de reforço, de que forma a rigidez à tracção influencia o sistema.

Quadro 6.2 – Rigidez à tracção do geossintético

CÁLCULO	RIGIDEZ À TRACÇÃO (kN/m)
J0	6000
J1	-
J2	500
J3	1000
J4	3000
J5	12000

Mais uma vez, os restantes parâmetros mantiveram-se iguais aos considerados no estudo base.

#### 6.4.2. DESLOCAMENTOS

Na Figura 6.24 encontram-se representados os assentamentos máximos na base do aterro, sobre o solo mole e sobre a coluna de jet grouting, para os cálculos efectuados. A Figura 6.25 apresenta os correspondentes assentamentos diferenciais máximos.

Os assentamentos na base do aterro, tanto no solo como na coluna, não sofrem grande variação com a variação da rigidez do geossintético e, consequentemente, o assentamento diferencial máximo é também praticamente constante qualquer que seja a rigidez do geossintético. O cálculo J1, situação em que o reforço do sistema é constituído apenas pelas colunas de jet grouting, não apresenta um comportamento muito diferente dos restantes cálculos, observando-se contudo que o assentamento máximo no solo e o assentamento diferencial máximo são superiores aos valores obtidos com geossintético.

Importa referir, desde já, que, para as condições mecânicas e geométricas do presente problema, estes resultados, bem como os que se apresentam nos pontos seguintes, indicam que o mecanismo de transferência de carga para o geossintético é pouco relevante em termos globais, sendo mais importantes os outros dois mecanismos já anteriormente referidos e analisados: o efeito de arco no corpo do aterro e o efeito de arco entre o solo mole e a coluna por atrito na superfície lateral desta. Na realidade, fazendo cálculos simplificados para avaliar a ordem de grandeza da carga vertical que o geossintético transmite para a coluna no problema base, verifica-se que essa carga é cerca de 5%, somente, da carga total do aterro na célula fundamental. Estes cálculos podem ser feitos avaliando o ângulo médio aproximado do geossintético com a horizontal no final da consolidação (aproximadamente 4°, calculando-o através da tangente, dada pelo quociente da flecha máxima pelo valor de metade do espaçamento livre entre colunas). Multiplicando a força de tracção no geossintético (em kN/m) pelo seno daquele ângulo e pelo perímetro da coluna, obtém-se a carga referida.

A pouca importância constatada do mecanismo de transferência de carga para a coluna através do geossintético é, pois, essencialmente, a razão principal para a pequena influência que a rigidez do

geossintético tem sobre o comportamento do problema em análise, como mostram os resultados apresentados nesta secção.

Por outro lado, interessa referir que o aumento da rigidez do geossintético faz com que este, quando solicitado por uma carga vertical de igual valor, se deforme menos, o que, para o problema em estudo, resultaria num menor assentamento na base do aterro. Contudo, o aumento da rigidez do geossintético resulta em que a plataforma envolvente da coluna na base do aterro seja mais rígida, diminuindo as diferenças de rigidez entre as colunas e a plataforma. Este efeito diminui um pouco o efeito de arco no corpo do aterro e faz com que o geossintético, mais rígido, chame mais carga para si, deformando-se aproximadamente o mesmo (Fig.6.24). Ou seja, em termos de carga para a coluna (e deslocamentos desta e do solo mole) existem dois efeitos contrários que tendem a compensar-se: aumentando a rigidez do geossintético, aumenta a carga que este transmite para a coluna mas diminui a carga para esta por efeito de arco no corpo do aterro.

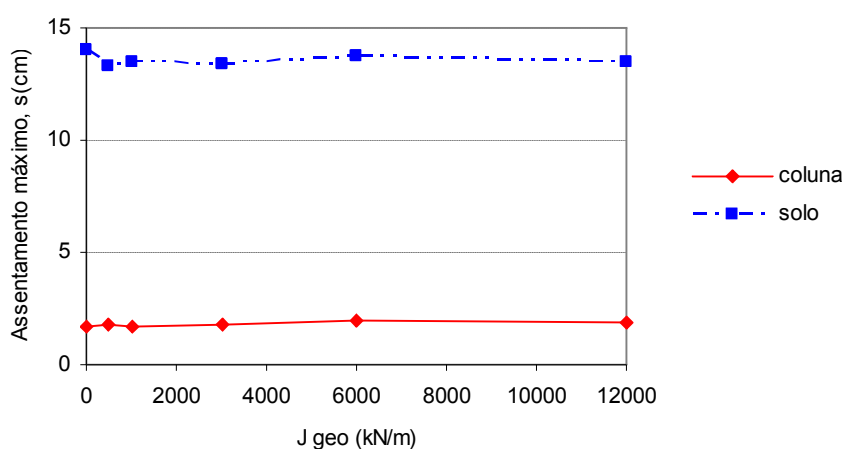


Fig.6.24 – Assentamentos máximos no final da consolidação, na base do aterro sobre o solo mole e sobre a coluna, para diferentes valores de rigidez do geossintético

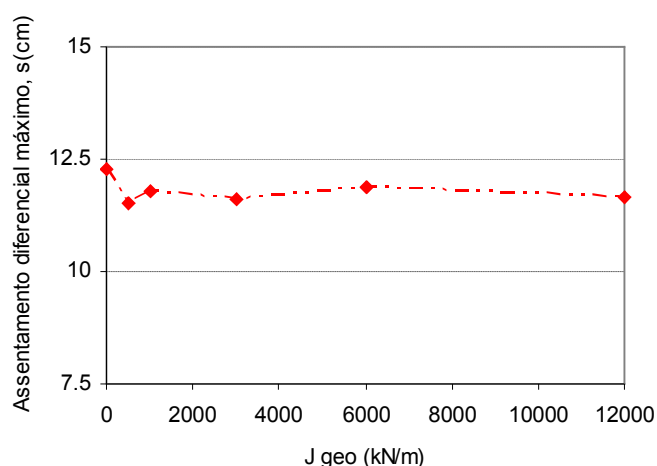


Fig.6.25 – Assentamentos diferenciais máximos no final da consolidação, na base do aterro, para diferentes valores de rigidez do geossintético

As Figuras 6.26 e 6.27 apresentam a evolução no tempo dos assentamentos máximos na coluna de jet grouting e no solo mole, para todos os cálculos efectuados. A análise das figuras permite verificar que não se observam também diferenças significativas na evolução dos assentamentos qualquer que seja a rigidez do geossintético, nem mesmo na situação em que se considera que não existe qualquer geossintético de reforço.

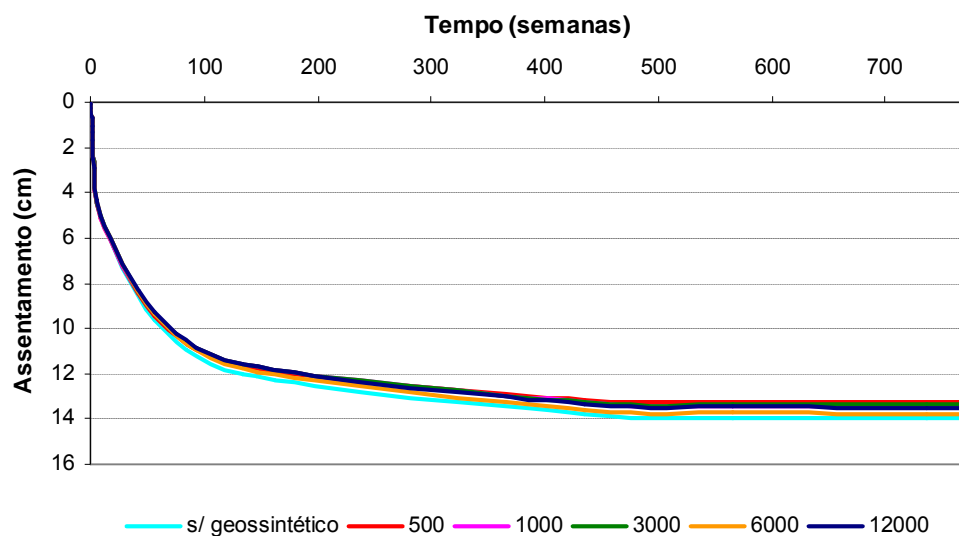


Fig.6.26 – Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro, para os diferentes valores de rigidez do geossintético

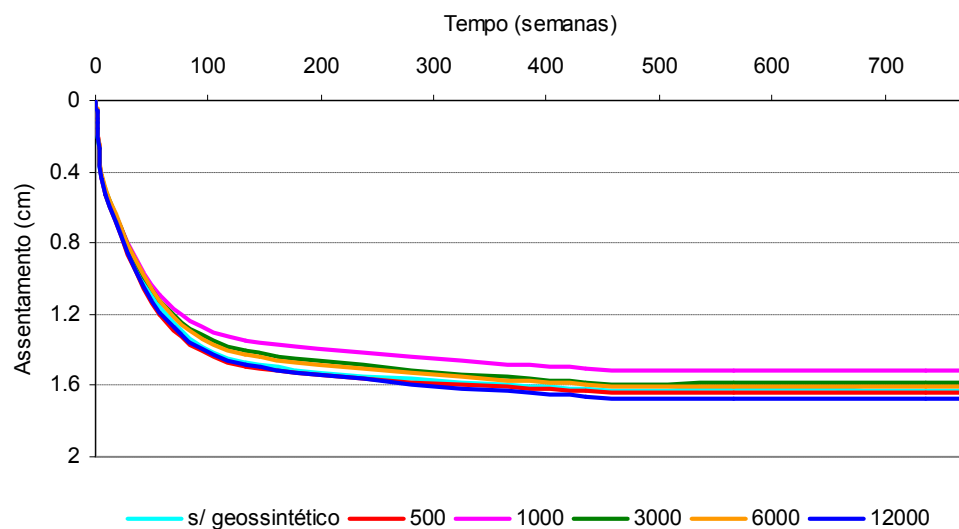


Fig.6.27 – Evolução temporal dos assentamentos máximos sobre a coluna, para os diferentes valores de rigidez do geossintético



### 6.4.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO

A rigidez do geossintético parece não ter um papel muito importante em termos quantitativos no coeficiente de efeito de arco do solo, como é possível observar na Figura 6.28, em que o seu aumento, à excepção dos cálculos correspondentes às rigidezes muito baixas, é acompanhado por aumento muito ténue, praticamente constante, do coeficiente de efeito de arco.

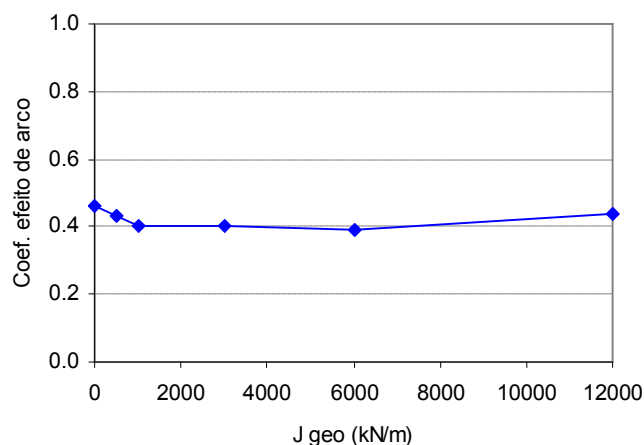


Fig.6.28 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez do geossintético

### 6.4.4. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO

A tracção máxima no geossintético aumenta com a sua rigidez à tracção do geossintético (Fig.6.29). Estes valores estão naturalmente de acordo com os valores das deformações do geossintético, que são aproximadamente iguais em todos os cálculos (ver assentamentos no solo mole, Fig.6.24). Para a mesma deformação obtêm-se pois maiores tracções nos geossintéticos mais rígidos.

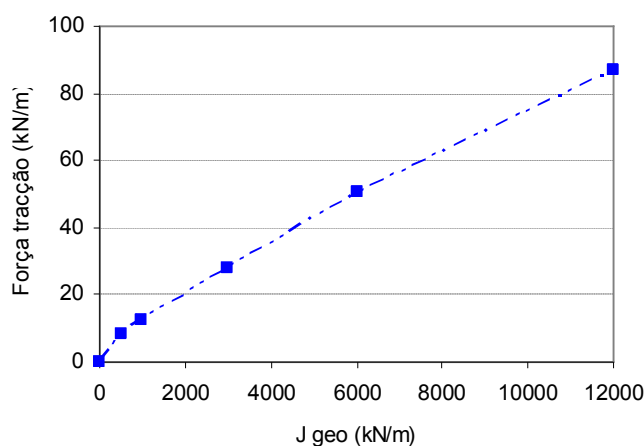


Fig.6.29 – Força máxima de tracção no geossintético, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez do geossintético

#### 6.4.5. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA

O coeficiente de eficácia do sistema mantém-se aproximadamente constante para todas as gamas de rigidez do geossintético (Fig.30). Como atrás se referiu, existem dois efeitos contrários que tendem a compensar-se. A transferência de carga que para baixos valores de rigidez do geossintético é assegurada por efeito de arco no corpo do aterro em virtude das diferenças de rigidez, para valores mais elevados de rigidez do geossintético é assegurada pela acção do geossintético.

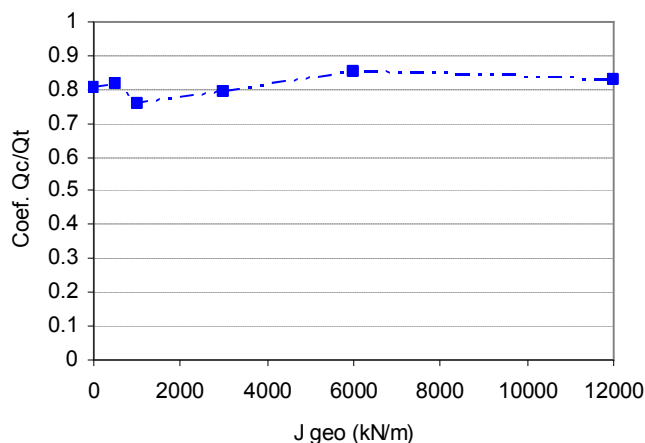


Fig.6.30 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez do geossintético

#### 6.4.6. NÍVEIS DE TENSÃO

As figuras 6.31 e 6.32 mostram os níveis de tensão mobilizados, respectivamente, no final da construção e no final da consolidação. A primeira observação que se considera pertinente refere-se ao comportamento similar do sistema para qualquer valor de rigidez do geossintético e, inclusive, sem geossintético, no final do período construtivo.

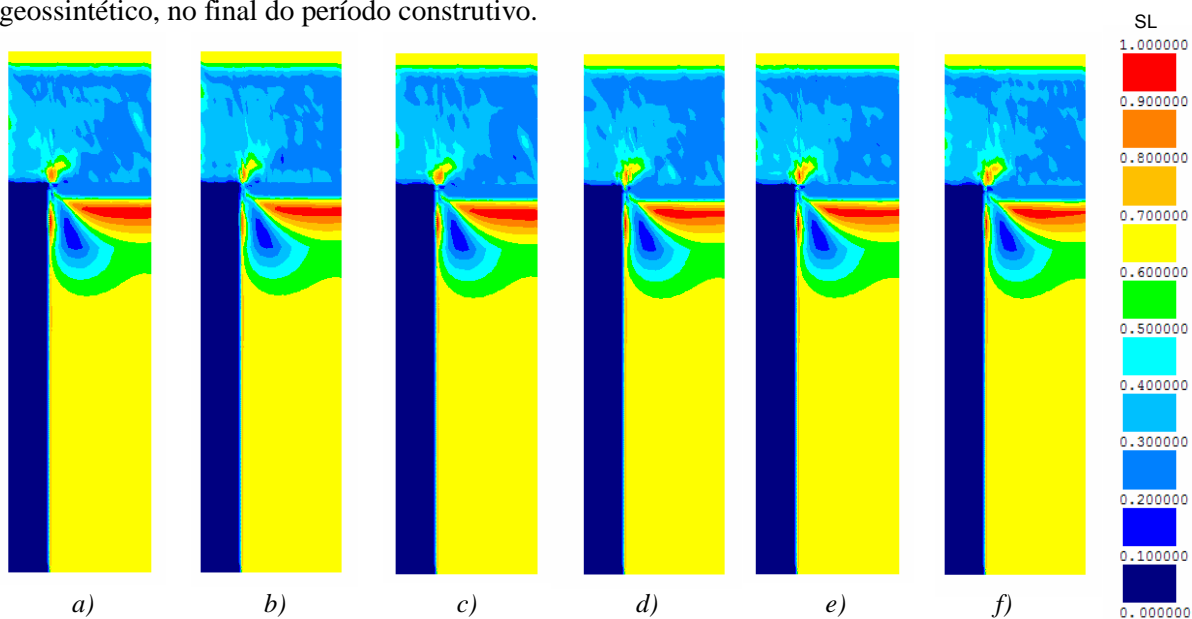


Fig.6.31 – Influência da rigidez do geossintético sobre os níveis de tensão mobilizados no final da construção: a) cálculo J1; b) cálculo J2; c) cálculo J3; d) cálculo J4; e) cálculo J0; f) cálculo J5

No final da consolidação, o aumento da rigidez do geossintético é acompanhado pela aproximação do estado do solo ao estado crítico na base do aterro até ao meio vão entre as colunas. Este aumento do solo em estado crítico não se repercute no solo mole de fundação, que apresenta um comportamento semelhante para todos os cálculos efectuados. Este comportamento semelhante no solo mole mostra com clareza que a variação da rigidez do geossintético só tem efeitos significativos, em termos de esforços, no aterro e no geossintético (embora, como já se referiu, os respectivos mecanismos de transferência de carga para a coluna tendam a compensar-se em termos globais).

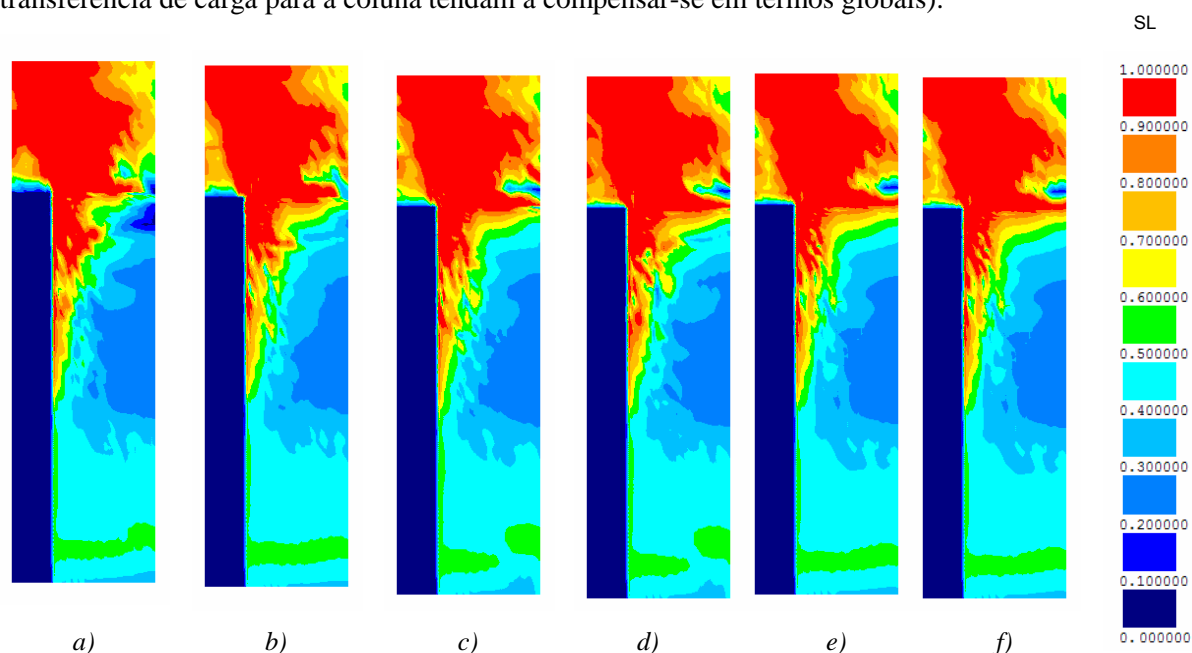


Fig.6.32 – Influência da rigidez do geossintético sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação:  
a) cálculo J1; b) cálculo J2; c) cálculo J3; d) cálculo J4; e) cálculo J0; f) cálculo J5

#### 6.4.7. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS

Pelas razões explicadas no ponto anterior, os excessos de pressões neutras no solo mole no final da construção, apresentados na Figura 6.33 também não apresentam diferenças significativas para qualquer um dos cálculos efectuados.

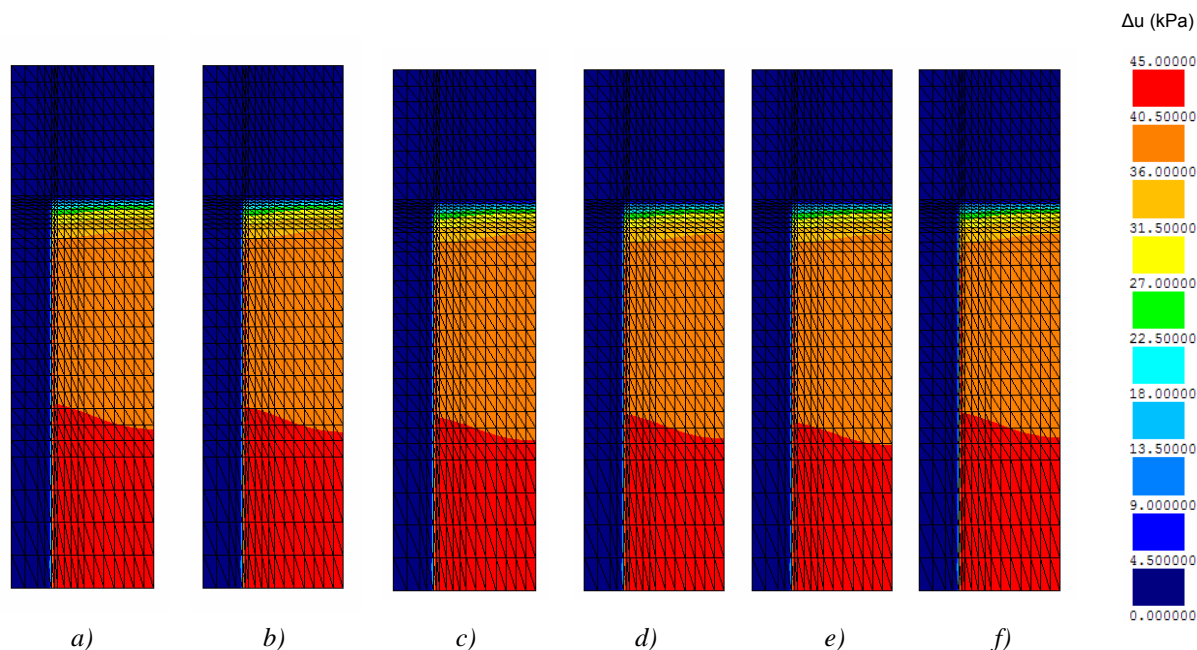


Fig.6.33 – Influência da rigidez do geossintético sobre os excessos de pressão neutra no final da construção:  
a) cálculo J1; b) cálculo J2; c) cálculo J3; d) cálculo J4; e) cálculo J0; f) cálculo J5

## 6.5. INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS

### 6.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O espaçamento entre as colunas e, consequentemente, a área de influência de cada coluna, é um dos parâmetros com grande influência no comportamento do sistema. O aumento da área de influência da coluna na célula unitária resulta numa maior carga a ser suportada pelos elementos de reforço e pelo solo mole.

No problema base foi considerada um espaçamento entre colunas em malha quadrangular de 3,81m, correspondendo a um diâmetro da célula unitária de 4,3m. Com o objectivo de avaliar a influência deste parâmetro no comportamento do sistema, neste estudo foram considerados outros quatro espaçamentos entre colunas. Assim, efectuaram-se análises numéricas para os seguintes espaçamentos entre colunas:

- 4,3m (cálculo L0);
- 3,1m (cálculo L1);
- 5,2m (cálculo L2);
- 6,7m (cálculo L3);
- 7,6m (cálculo L4).

### 6.5.2. DESLOCAMENTOS

Os assentamentos máximos na base do aterro crescem com o aumento do espaçamento entre colunas de jet grouting, sendo este crescimento muito mais acentuado no solo mole, como seria de esperar, que no topo da coluna (Fig.6.34). Quando o diâmetro da célula unitária é de 3,1m, o assentamento máximo é de 6,5cm. O assentamento no solo mole cresce linearmente com o aumento do diâmetro entre colunas até 7,6m, onde é atingido o assentamento máximo de 32,6cm. Importa salientar que este valor (32,6cm) é já relativamente próximo do valor do assentamento do problema não reforçado, sem

colunas e sem geossintético (41cm). Este facto corrobora o que foi referido no capítulo anterior de que a eficácia deste sistema de reforço em aterros sobre solos moles só é adequada, em termos práticos, para valores do espaçamento entre colunas não muito elevados (no problema em estudo, não muito superior ao espaçamento entre colunas definido para o problema base).

O assentamento no topo da coluna apresenta uma ligeira variação, aumentando o assentamento de 1cm no cálculo L1 até 3,3cm no cálculo L4. Dado o maior crescimento do assentamento no solo mole relativamente à coluna de jet grouting, o assentamento diferencial cresce também com o maior espaçamento entre colunas, como é possível verificar pela observação da figura 6.35.

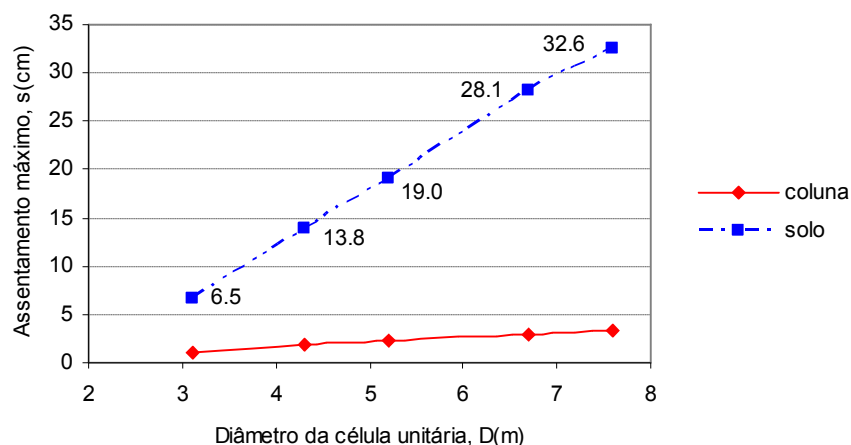


Fig.6.34 – Assentamentos máximos no final da consolidação, na base do aterro sobre o solo mole e sobre a coluna, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária

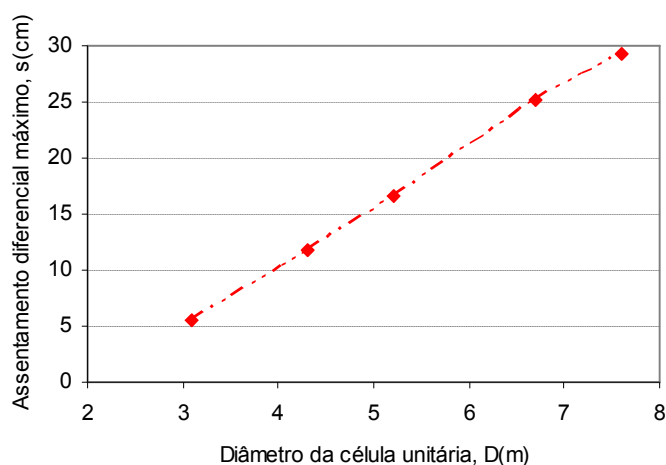


Fig.6.35 – Assentamentos diferenciais máximos no final da consolidação, na base do aterro, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária

Apresentam-se nas figuras 6.36 e 6.37 as evoluções dos assentamentos máximos na base do aterro ao longo do tempo, no solo mole e na coluna respectivamente, para os cálculos de L0 a L4.

Observa-se que quanto maior é a área de influência das colunas mais demorado é o processo de consolidação, demorando pois mais tempo a estabilização dos assentamentos. Isto acontece porque,

como se verá à frente, não só é maior o volume de solo mole em consolidação, mas também é maior a carga aplicada ao solo mole (menor eficácia na transferência de carga para as colunas), o que origina, no final da construção, maiores excessos de pressão neutra (ver à frente Figura 6.43).

Para explicitar melhor a evolução comparativa do assentamento máximo no solo mole relativamente ao assentamento máximo no final da consolidação, para todos os cálculos efectuados, apresenta-se na Figura 6.38 a evolução da percentagem de assentamento em função do tempo, para diferentes espaçamentos entre colunas. Verifica-se que 1ano (70 semanas) após a construção do aterro, para o cálculo L1, o assentamento máximo no solo mole atingiu já 93% do assentamento máximo, enquanto que no cálculo L0 se processou 70%; no cálculo L2, 60%; no cálculo L3, 45% e no cálculo L4 apenas 40%.

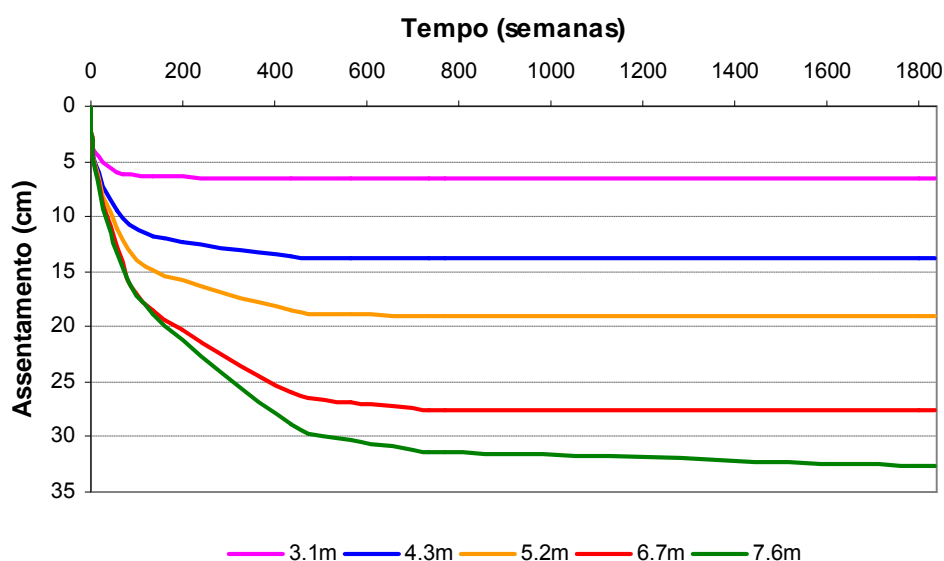


Fig.6.36 – Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária

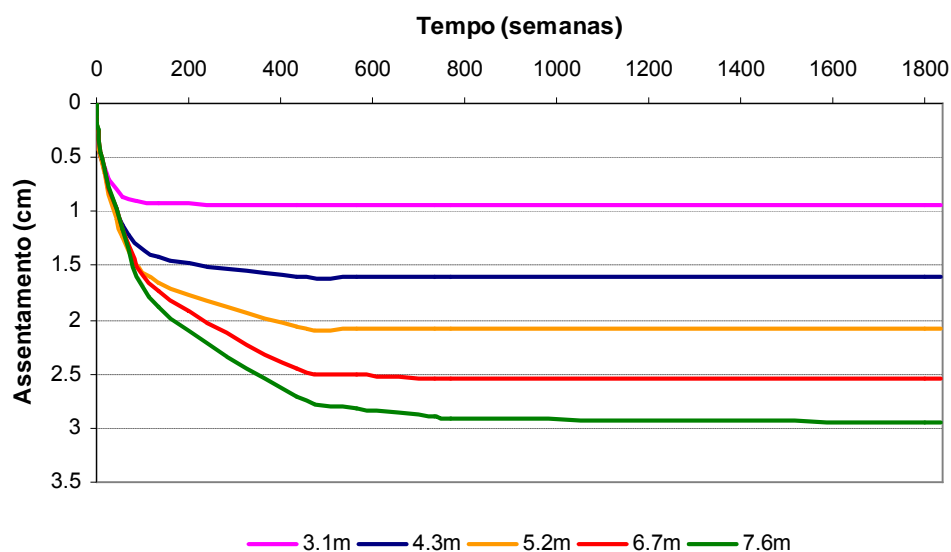


Fig.6.37 – Evolução temporal dos assentamentos máximos na coluna de jet grouting, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária

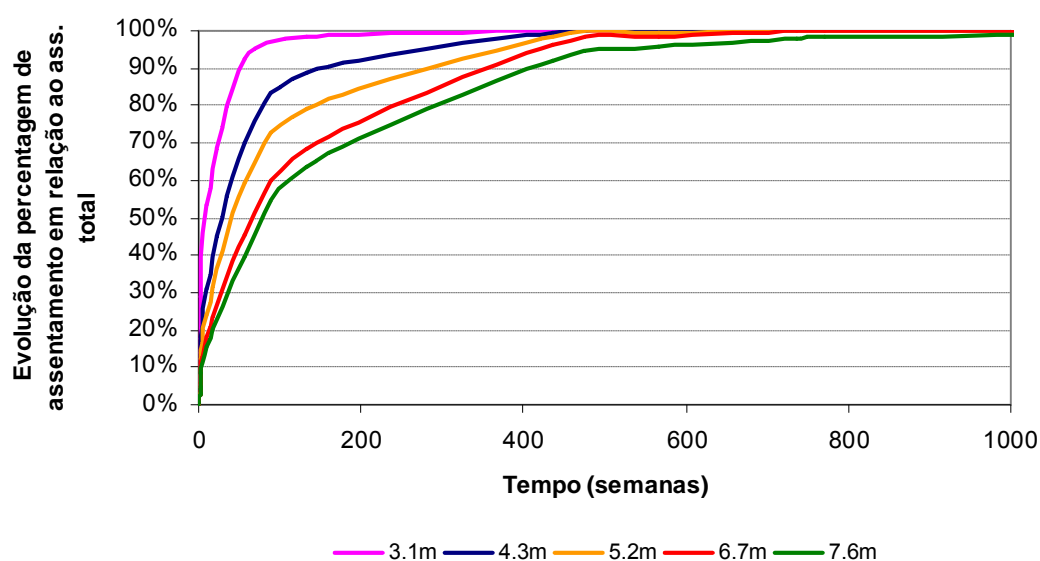


Fig.6.38 – Evolução da percentagem de assentamento em função do tempo, para diferentes diâmetros da célula unitária

### 6.5.3. FACTOR DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES

Pela análise da figura 6.39 constata-se que o factor de concentração de tensões aumenta com o aumento do espaçamento entre colunas. Por regra, este factor é tanto mais elevado quanto maior a carga transmitida para o topo das colunas. Com o aumento da área de influência da coluna aumenta a carga que solicita o sistema e verifica-se que, para as condições do problema, as tensões verticais sobre a coluna de jet grouting aumentam proporcionalmente mais do que as tensões sobre o geossintético na zona do solo mole, o que origina um factor de concentração de tensões crescente com o aumento do espaçamento entre colunas.

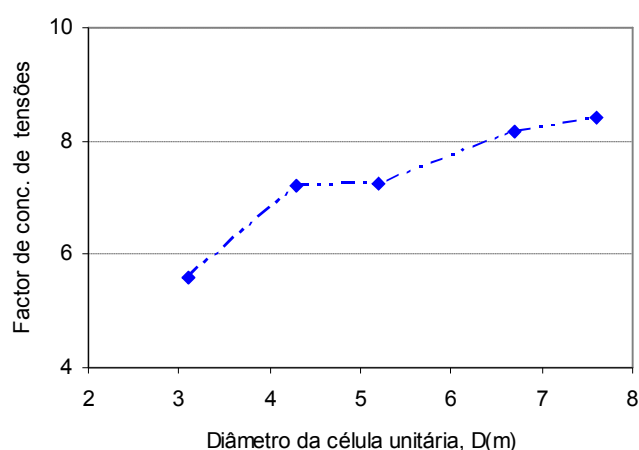


Fig.6.39 – Factor de concentração de tensões, no final da consolidação, na base do aterro, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária

#### 6.5.4. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO

O coeficiente de efeito de arco apresenta um valor crescente com o aumento do espaçamento entre as colunas de jet grouting, o que significa que quanto maior é a área de influência das colunas, menor é a percentagem de carga transmitida para as colunas por efeito de arco no corpo do aterro.

A análise da figura 6.40 permite constatar que, quando o diâmetro da célula unitária toma valores acima de 4,3m, a transmissão de cargas para as colunas por efeito de carga diminui substancialmente, de 0,39 para 0,75, ou seja, quando o diâmetro da célula unitária é de 4,3m, apenas 39% da carga do aterro correspondente à zona entre colunas é aplicada na face superior do geossintético, enquanto que para o diâmetro da célula unitária igual ou superior 5,2m, 75% das cargas impostas pelo aterro são transmitidas para o geossintético.

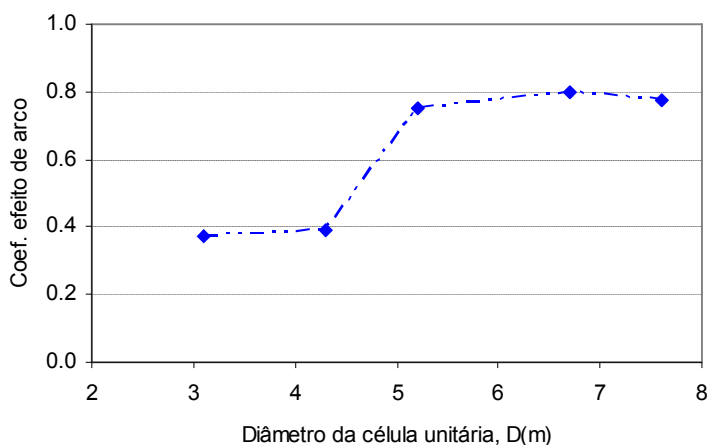


Fig.6.40 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária

#### 6.5.5. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO

A força de tracção no geossintético aumenta com o aumento do espaçamento entre colunas, como é possível constatar pela análise da Figura 6.41. Quanto maior é o espaçamento entre colunas, maior é a carga sobre o geossintético, como se viu no ponto anterior, e maior é a força de tracção mobilizada. Com o aumento do espaçamento entre colunas diminui percentualmente a transferência de carga para as colunas por efeito de arco no corpo do aterro, pelo que, sucessivamente, uma maior parcela de material de aterro, que se situa entre colunas, é suportada pelo geossintético.



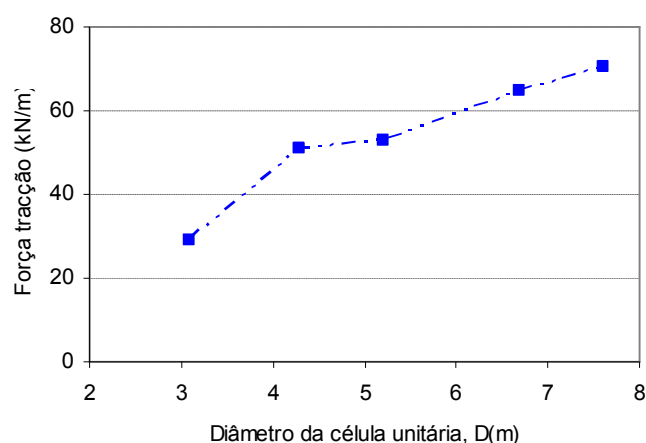


Fig.6.41 – Força máxima de tracção no geossintético, no final da consolidação, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária

#### 6.5.6. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA

Como esperado, o coeficiente de eficácia do sistema diminui com o aumento do espaçamento entre colunas (Figura 6.42). Tal como explicado anteriormente, a transferência de cargas por efeito de arco no corpo do aterro diminui com o aumento da distância entre colunas, existindo inclusive a possibilidade de o “arco” não se desenvolver completamente no corpo do aterro, o que se repercute numa menor percentagem das cargas transmitidas directamente para o topo das colunas. Pela observação da Figura 6.42, a mobilização da tensão de tracção no geossintético não é suficiente para fazer face à carga que não é transmitida directamente para o topo das colunas por efeito de arco, aumentando a parcela da carga transmitida para o solo de fundação e, em consequência, diminuindo a eficácia do sistema de reforço.

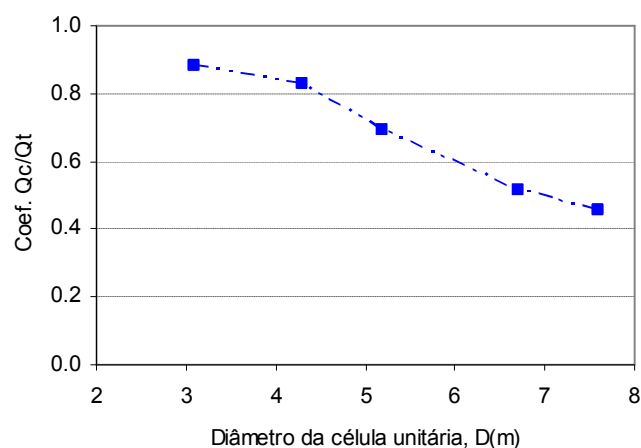


Fig.6.42 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para os diferentes valores do diâmetro da célula unitária

## 6.5.7. NÍVEIS DE TENSÃO

Na Figura 6.43 apresentam-se os níveis de tensão mobilizados no final da construção do aterro para os cinco cálculos efectuados. É possível observar que para áreas de influência crescentes da coluna de jet grouting, o solo mole na vizinhança da base do aterro, em estado crítico, diminui nas zonas próximas da superfície lateral da célula unitária.

O geossintético experimenta uma deformação mais suave, em função do maior vão, introduzindo menores tensões de corte no solo mole nas zonas mais afastadas da coluna. Observa-se também que a diminuição do solo em estado crítico sob o geossintético é acompanhada pela aproximação ao estado crítico do solo mole na interface da coluna perto da base do aterro. Como foi visto na Fig.6.40, o efeito de arco no corpo do aterro diminui com o aumento do espaçamento entre colunas e, a tensão vertical sobre o geossintético aumenta, aumentando consequente a transmissão para as colunas através da membrana traccionada. Contudo este efeito não é suficiente para compensar o efeito da diminuição do efeito de arco, o que resulta numa maior tensão transmitida para o solo mole. Assim, o solo mole, solicitado por tensões mais elevadas, mobiliza o efeito de arco e transmite tensões para a coluna por atrito lateral, que aproxima o solo na interface com a coluna do estado crítico em virtude das tensões de corte desenvolvidas naquela zona.

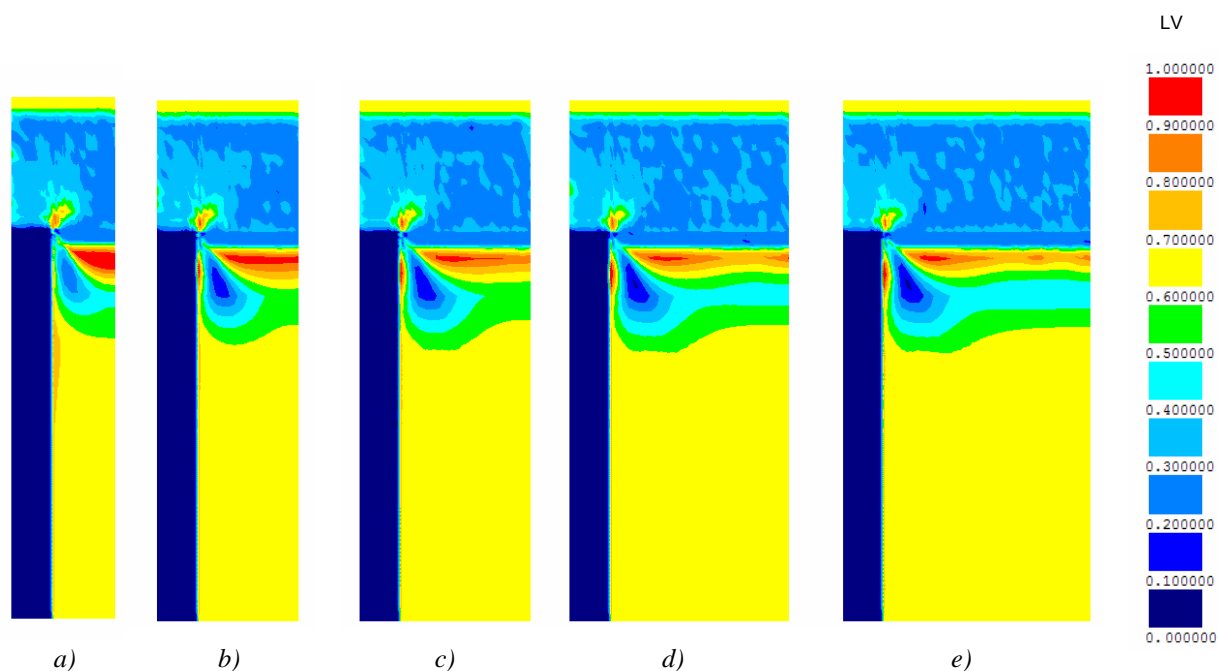


Fig.6.43 – Influência do espaçamento entre colunas sobre os níveis de tensão mobilizados no final da construção: a) cálculo L1; b) cálculo L0; c) cálculo L2; d) cálculo L3; e) cálculo L4

A Figura 6.44, relativa aos níveis de tensão mobilizados no final do processo de consolidação, para todos os cálculos efectuados, permite verificar que quanto maior é a área de influência da coluna, maior é a área do sistema que se encontra em estado crítico. Como já foi referido anteriormente, o aumento da área de influência da coluna de jet grouting acarreta também uma maior carga a solicitar o sistema. Os esforços que se desenvolvem no vão entre as colunas têm uma maior dificuldade em serem transmitidos directamente para as colunas por efeito de arco no corpo do aterro, pelo que as tensões que se desenvolvem no sistema para mobilizar a transmissão de cargas têm como consequência que o solo no corpo do aterro atinja o estado crítico.

Quanto maior a área de influência das colunas, maior é a carga a solicitar o sistema e como a transferência de cargas por efeito de arco é sucessivamente menos eficaz, a carga transmitida para o geossintético é maior, assim como a parcela que é suportada pelo solo mole. Parte da carga instalada no solo mole é transferida para as colunas por efeito de arco. É possível verificar na Fig.6.44 que quanto maior é o espaçamento entre as colunas de jet grouting, maior é a profundidade até à qual o solo mole na envolvente da coluna atinge o estado crítico, o que está de acordo com o observado na Fig.6.43 relativamente aos níveis de tensão no final da construção para os maiores espaçamentos entre colunas.

Em suma, quanto maior é a área de influência da coluna, maior é a carga que solicita o sistema e mais difícil é a transmissão das cargas para as colunas. Uma parcela maior de carga solicita o solo mole, pelo que o mecanismo de efeito de arco mobilizado no solo mole assume uma importância crescente na transmissão das cargas para as colunas. Esta transmissão de cargas para as colunas por efeito de arco no solo mole é realizada por atrito lateral, com o desenvolvimento de tensões de corte na interface coluna/solo argiloso, que levam o solo na envolvente da coluna a aproximar-se do estado crítico. Quanto maior é a carga no solo mole, mais se manifesta este efeito e até uma maior profundidade.

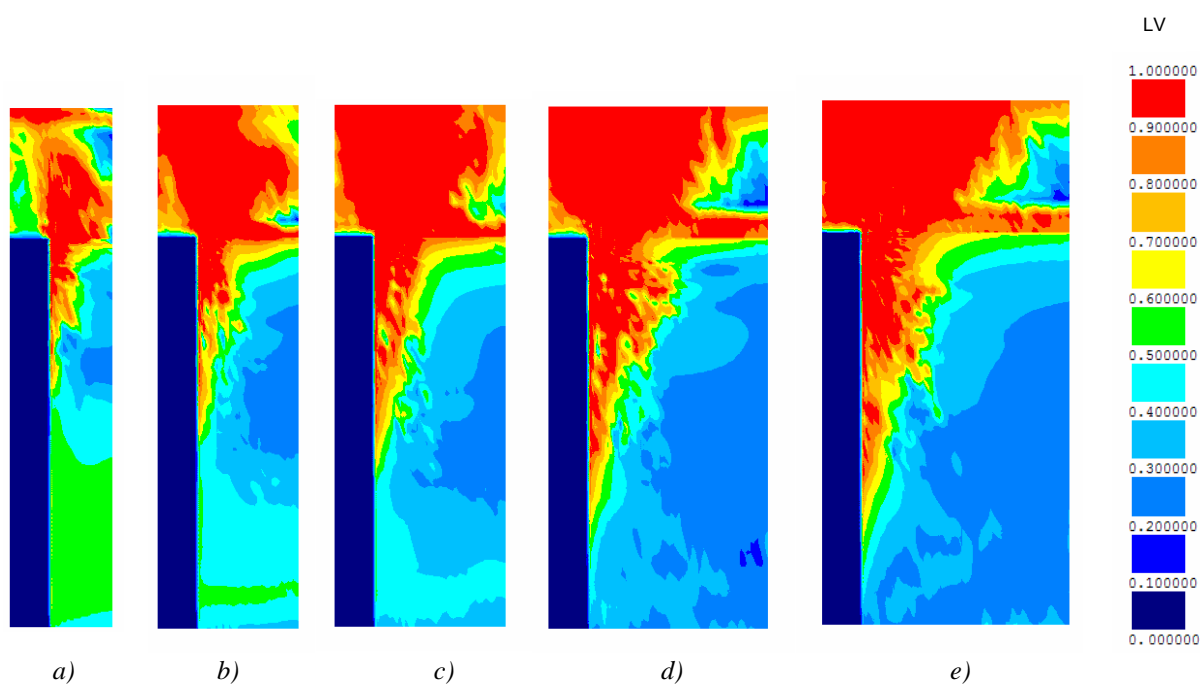


Fig.6.44 – Influência do espaçamento entre colunas sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação: a) cálculo L1; b) cálculo L0; c) cálculo L2; d) cálculo L3; e) cálculo L4

#### 6.5.8. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS

Na Figura 6.45 é apresentado o campo de excessos de pressão neutra instalado no final da construção, para todos os cálculos efectuados. É possível verificar que quanto maior é a área de influência da coluna, mais elevados são os excessos de pressão neutra no solo mole. Como a transmissão dos esforços para a coluna é mais difícil com o aumento do espaçamento entre colunas e, como também foi verificado anteriormente, uma maior carga solicita o solo mole (a Fig.6.42 permitiu constatar que a eficácia do sistema de reforço diminui com o aumento do espaçamento entre colunas, ou seja, que uma

maior percentagem da carga imposta pelo aterro fica instalada no solo mole), verificam-se excessos de pressões neutras mais elevados resultantes da solicitação praticamente não drenada do solo mole por uma maior carga que não foi transmitida para as colunas.

A dissipação dos excessos de pressão neutra processa-se mais lentamente para maiores espaçamentos entre colunas. Este facto foi constatado já anteriormente nos resultados da Fig.6.38 (evolução no tempo, em termos percentuais, do assentamento máximo no solo). Para explicitar com um pouco mais de detalhe este fenómeno, é apresentada a Figura 6.46, onde se pode observar a evolução da percentagem do assentamento máximo durante a construção do aterro, para diferentes espaçamentos entre colunas. O cálculo L1, para um diâmetro da célula unitária de 3,1m, no final da construção apresenta um assentamento máximo de aproximadamente 38% do assentamento máximo final. Esta percentagem diminui sucessivamente para valores de espaçamentos crescentes.

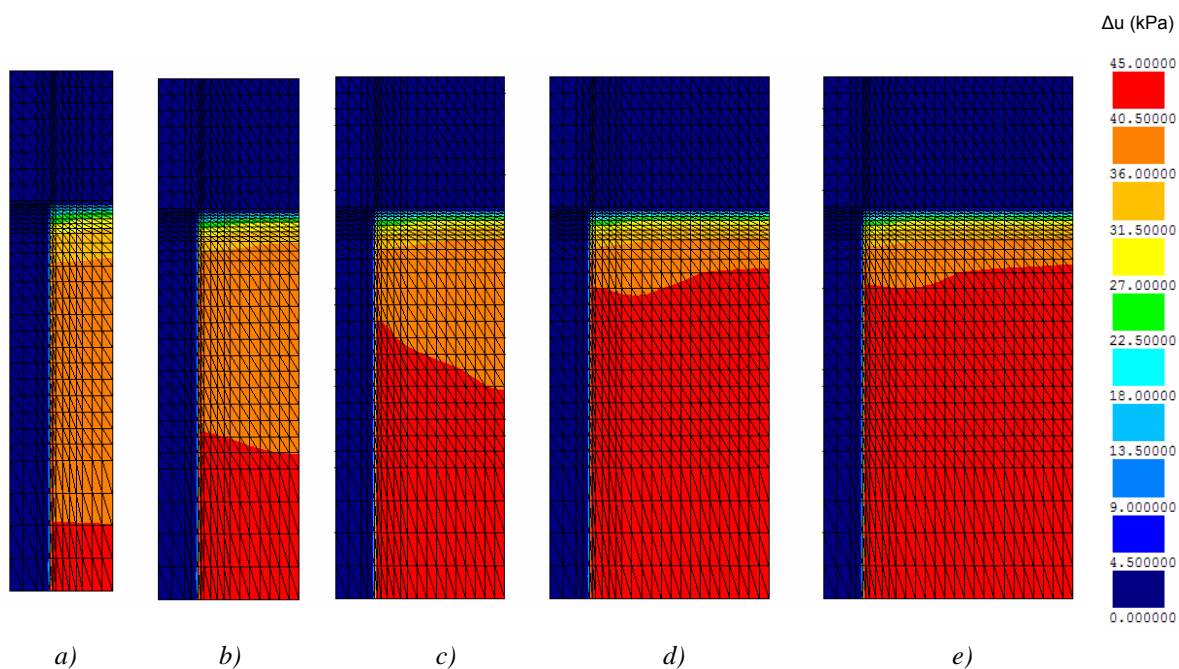


Fig.6.45 – Influência do espaçamento entre colunas sobre os excessos de pressões neutras no final da construção: a) cálculo L1; b) cálculo L0; c) cálculo L2; d) cálculo L3; e) cálculo L4

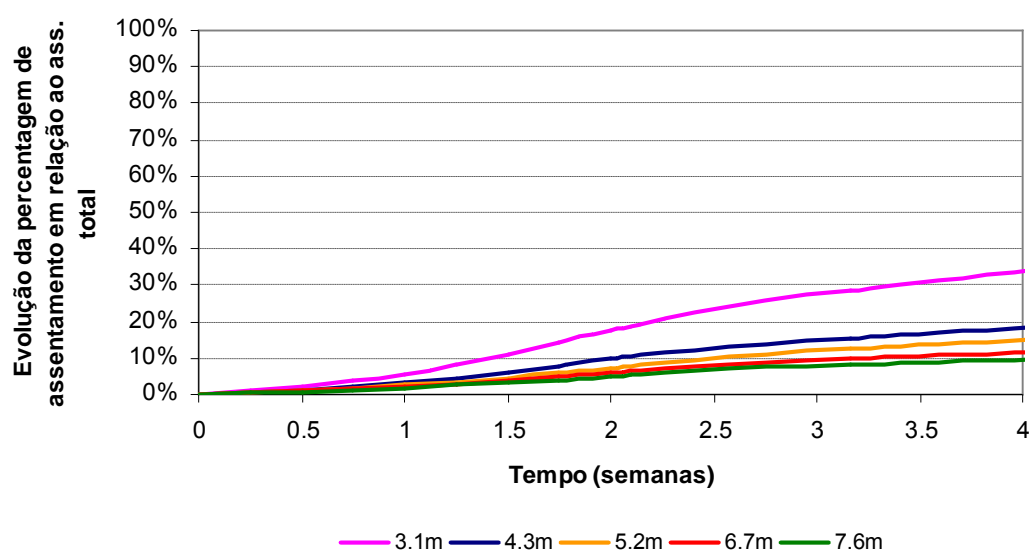


Fig.6.46 – Evolução da percentagem do assentamento máximo durante a construção do aterro, para diferentes espaçamentos entre colunas

## 6.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentadas diversas análises paramétricas que procuram explicar a influência dos parâmetros estudados no comportamento de aterros sobre solos argilosos moles reforçados com colunas de jet grouting encabeçadas por um geossintético.

Os resultados das análises numéricas demonstraram que a altura do aterro e o espaçamento entre as colunas são os parâmetros a que a resposta do sistema é mais sensível. Os restantes parâmetros, deformabilidade das colunas de reforço e rigidez do geossintético, têm uma influência menor no comportamento do solo reforçado, para as condições do problema estudado.

Relativamente à altura do aterro, constatou-se que tem uma influência fundamental no assentamento máximo na base do aterro e, consequentemente, no assentamento diferencial máximo (em virtude da pouca expressão do assentamento da coluna em comparação com o assentamento no solo mole). A velocidade do processo de consolidação é também condicionada. Este parâmetro tem uma grande influência nos mecanismos de transferência de tensões, variando a importância relativa de cada um dos mecanismos. Como tal, a eficácia do sistema de reforço é afectada de forma significativa.

Quanto ao módulo de deformabilidade das colunas, a resposta do sistema demonstrou ser mais sensível para colunas mais deformáveis, com módulo de deformabilidade até 1000MPa. Para colunas menos deformáveis, este parâmetro não introduz alterações assinaláveis nos processos de transmissão de cargas nem nos assentamentos.

Os cálculos relativos à rigidez do geossintético permitiram constatar que a influência deste parâmetro no comportamento do sistema é pouco significativa, em termos globais. Este facto prende-se sobretudo com a pouca importância do mecanismo de transferência de carga vertical para a coluna através do geossintético (porque o ângulo de inclinação final do geossintético com a horizontal é, por regra, muito pequeno). A grandeza que sofre alterações mais expressivas é a força de tracção no geossintético. Os assentamentos máximos, total e diferencial, não sofrem uma variação significativa

com a alteração das características do geossintético. A eficácia do sistema mostrou ser igualmente pouco sensível a este parâmetro.

As análises efectuadas aos cálculos com variação do espaçamento entre colunas permitiram verificar que a área de influência das colunas tem uma grande influência no assentamento máximo na base do aterro e no assentamento diferencial máximo. O comportamento diferido no tempo da percentagem de assentamento máximo também é consideravelmente afectado por este parâmetro. Os mecanismos de transferência de carga têm, à semelhança do que acontece para a variação da altura de aterro, uma importância variável em função do valor do parâmetro, sendo este determinante para a eficácia do sistema de reforço.

Em síntese, os resultados do estudo numérico mostram que, para as condições adoptadas, o assentamento máximo e o assentamento diferencial máximo na base do aterro crescem significativamente com o aumento da altura do aterro e da área de influência das colunas de jet grouting e mantêm-se praticamente constantes para qualquer valor de deformabilidade das colunas e de rigidez do geossintético.

O coeficiente de efeito de arco diminui com o aumento da altura de aterro, aumenta com o aumento da área de influência das colunas e mantêm-se praticamente constante com o aumento da rigidez do geossintético e do módulo de deformabilidade das colunas. Este facto, para as condições específicas deste problema, está de acordo com os métodos de Hewlett e Randolph (1998) e a Norma Britânica BS8006 (1995) que negligenciam a influência destes dois últimos parâmetros no cálculo teórico do coeficiente de efeito de arco.

Os resultados do estudo mostraram que a força de tracção máxima no geossintético aumenta com o aumento da altura de aterro, como o aumento do módulo de deformabilidade das colunas, com o aumento da rigidez à tracção do geossintético e com o aumento da área de influência das colunas.

A eficácia do sistema aumenta com o aumento da altura de aterro, com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas até ao valor de 1000MPa, a partir do qual permanece constante; permanece constante com a variação da rigidez do geossintético e diminui com o aumento da área de influência das colunas.

# 7

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao finalizar o presente trabalho, com o qual se pretendeu contribuir para o aprofundamento da compreensão dos complexos fenómenos associados à construção de aterros sobre solos argilosos moles reforçados com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintético, entende-se ser pertinente tecer algumas sucintas considerações finais e apontar algumas vias de desenvolvimento de trabalhos futuros.

Foi feita uma apresentação dos fundamentos associados aos métodos de dimensionamento e aos mecanismos de transferência de carga desenvolvidos numa obra com esta concepção estrutural, em particular para a plataforma constituída por apenas uma camada de geossintético funcionando como membrana (cabo ou catenária), assim como da tecnologia de jet grouting e dos geossintéticos.

Com um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, foi modelado um problema-base usando o conceito de célula unitária, composto por uma coluna de jet grouting, pelo solo mole envolvente, pelo geossintético e pelo aterro, em condições axissimétricas, tendo como objectivo a compreensão do comportamento da obra, durante e após a construção. O modelo numérico baseia-se numa formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento, tendo em conta as relações constitutivas do solo em termos de tensões efectivas. Para a simulação constitutiva do solo adoptou-se o modelo  $p-q-\theta$ , baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.

O modelo foi aplicado a um problema base e interpretou-se o comportamento do sistema, analisando detalhadamente diversas grandezas, tais como deslocamentos verticais, tensões efectivas, pressão neutra, deformação e força de tracção no geossintético, factor de concentração de tensões, coeficiente de efeito de arco, factor de redução de assentamentos e o coeficiente de eficácia do sistema de reforço, definido para o efeito.

O problema-base e as análises paramétricas efectuadas permitiram avaliar o comportamento destas obras e a influência de alguns parâmetros na resposta do sistema solo-coluna-geossintético, cujas principais conclusões se passam a enunciar.

- A carga materializada pela construção do aterro é transmitida para as colunas essencialmente através de três mecanismos: a mobilização do mecanismo de efeito de arco no corpo do aterro, a transferência de cargas através do geossintético e a mobilização do mecanismo de efeito de arco no solo de fundação;
- A redistribuição de tensões no sistema influencia a distribuição dos excessos de pressão neutra no solo mole e, conseqüentemente, os estados de tensão efectiva. No final da consolidação, os acréscimos de tensão vertical no solo de fundação são consideravelmente inferiores aos que se encontrariam instalados num sistema não

reforçado. Esta parcela de acréscimo de tensão vertical é devida à parcela de carga do aterro que não é transferida para as colunas;

- A técnica de reforço com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintético em solos moles, sob acção de um carregamento exterior, reduz claramente os assentamentos na base do aterro;
- A distribuição de tensões na coluna de jet grouting não é uniforme. A tensão vertical é maior na periferia da coluna do que no centro. A parte externa da coluna é uma zona de grande concentração de tensões, pois recebe o geossintético e a carga por ele transmitida e desenvolvem-se nessa zona tensões de corte muito expressivas, por efeito de arco, que transmitem as cargas à coluna;
- As tensões verticais sobre o geossintético não são uniformes;
- O factor de concentração de tensões não é constante em profundidade, fruto dos acréscimos da tensão vertical crescentes na coluna e dos valores sucessivamente mais baixos dos acréscimos da tensão efectiva no solo mole, o que leva este factor a apresentar valores muito elevados e crescentes em profundidade;
- A transferência de carga para as colunas através do geossintético tem pouca importância nas condições do problema em estudo. Este facto faz com que a rigidez à tracção do geossintético tenha uma influência pouco significativa no comportamento do sistema em termos globais;
- O módulo de deformabilidade das colunas tem maior influência na resposta do sistema para colunas mais deformáveis, com módulo de deformabilidade até 1000MPa;
- A altura do aterro e o espaçamento entre colunas são os parâmetros com maior influência na resposta do sistema;
- A altura de aterro tem uma grande influência nos mecanismos de transferência de tensões, variando a importância relativa de cada um, o que se reflecte ao nível da eficácia do sistema de reforço, tanto no que se refere às transferências de carga como aos assentamentos. A eficácia do sistema é crescente com a altura do aterro;
- A eficácia do sistema de reforço diminui com o aumento do espaçamento entre colunas, em virtude da variação da influência dos mecanismos de transferência de carga com este parâmetro;
- É na mobilização do mecanismo de efeito de arco no corpo do aterro que se processa uma grande parte da transferência de cargas para as colunas, o que confere a este mecanismo uma importância fundamental para a eficácia do sistema de reforço. A mobilização deste mecanismo é influenciada essencialmente pela altura do aterro e pelo espaçamento entre as colunas. Maiores alturas de aterro e menores espaçamentos entre as colunas possibilitam melhores desenvolvimentos do mecanismo de arco no corpo do aterro, permitindo maiores transmissões das forças para as colunas;
- O assentamento diferencial à superfície do aterro é muito pequeno, especialmente quando comparado com o assentamento diferencial na base do mesmo. Este facto é justificado pelo processo de transferência de cargas no corpo do aterro.

Em termos de desenvolvimentos futuros dentro do âmbito deste tema, sugere-se um estudo mais aprofundado sobre os seguintes aspectos:

- a monitorização completa de casos de obra que possam posteriormente ser comparados com resultados numéricos;
- a realização de estudos paramétricos versando outros parâmetros não objecto de estudo do presente trabalho, tais como a deformabilidade do solo de fundação, a deformabilidade do aterro, etc.;



- a realização de estudos paramétricos com a variação simultânea de dois parâmetros, que permitiria ter uma visão mais ampla do comportamento do sistema com esta tipologia de reforço;
- a realização de análises numéricas bidimensionais e tridimensionais de forma a melhor simular o comportamento real de certas obras, tendo em conta as dimensões finitas do aterro em planta.



## BIBLIOGRAFIA

- Abdullah, C.H. (2006). *Evaluation of Load Transfer Platforms and Their Design Methods for Embankments supported on geopiers*. Dissertação de Doutorado, University of Wisconsin.
- Andrawes, K. Z., McGown, A., Kabir, M.H. (1984). *Uniaxial strength testing of woven and nonwoven geotextiles*. Geotextiles and Geomembranes, Vol.1, N°1, 41-56.
- Bell, A.L., Jenner, C., Maddison, J.D., Vignoles, J. (1994). *Embankment Supported using Geogrids with Vibro Concrete Columns*. Proceedings, 5<sup>th</sup> International Conference on Geotextile, Geomembranes, and Related Products, 335-338, Singapore.
- Borges, J. L. (1995). *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos*. Dissertação de Doutorado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- British Standard 8006. (1995). Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and other Fills, British Standards Institution.
- Carlsson, B. (1987). *Reinforced Soil, Principles for Calculation*. Terratema AB, Linköping.
- Carreto, J. M. R. (1999). *Jet Grouting A Problemática do Dimensionamento e do Controlo de Qualidade*. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.
- Collin, J.G. (2004). *NHI Ground Improvement Manual – Technical Summary #10: Column Supported Embankments*.
- Collin, J.G. (2004). *Column supported embankment design considerations*. University of Minnesota 52<sup>nd</sup> Annual Geotechnical Engineering Conference.
- Costa, P.A. (2005). *Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos da consolidação*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fernandes, M.M. (2006). *Mecânica dos Solos Volume I*. FEUP Edições. Porto.
- Gangakhedkar, R. (2004). *Geosynthetic Reinforced Pile Supported Embankments*. Dissertação de Mestrado. University of Florida.
- Giroud, J. P., Bonaparte, R., Beech, J. F., Gross, B.A. (1990). Design of soil layer-geosynthetic system overlying voids. Geotextiles and Geomembranes, Elsevier, 11-50.
- Guido, V.A., Knueppel, J.D., Sweeny, M.A. (1987). *Plate Loading Tests on Geogrid-Reinforced Earth Slabs*. Geosynthetic'87 Conference, 1987, New Orleans, 216-255.
- Han, J. (1999) *Design and Construction of Embankments on Geosynthetic Reinforced Platforms Supported by Piles*. ASCE/PaDOT Geotechnical Seminar, 1999, Hershey.
- Han, J., Gabr, M. A. (2002). Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over soft soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering., 01/2002, 44-53, 128(1), ASCE.
- Hewlett, W.J., Randolph, M.F. (1988). *Analysis of piled embankments*. Ground Engineering, Vol.21, 12-18.
- Holmberg, S. (1978). *Bridge approaches on soft clay supported by embankment piles*. Geotechnical Engineering, Bangkok, Thailand.

- Holtz, R.D., Massarsch, K.R. (1976). *Improvement of an embankment by piling and reinforced earth*. Sixth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Outubro 1994, Budapeste, 473-478.
- Jaritngam, S. (2003). *Design Concept of Soil Improvement for Road construction on soft clay*. Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, 10/2003, Vol.4
- Jones, C.J.F.P., Lawson, C.R., Ayres, D.J. (1990). *Geotextile Reinforced Piled Embankments*. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Maio 1990, The Hague, Holland, 155-160.
- Lawson, C. R. (1995). *Basal reinforced embankment practice in the United Kingdom*. The practice of soil reinforcing in Europe, 173-194, Thomas Telford, London.
- Lewis, R. W.; Schrefler, B. A. (1987). *The finite element method in deformation and consolidation of porous media*. John Wiley and Sons, Chichester.
- Lopes, M. L. (1992). *Muros reforçados com geossintéticos*. Dissertação de Doutorado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Love, J., Milligan, G. (2003). *Design methods for basally reinforced pile-supported embankments over soft ground*. Ground Engineering, 39-43.
- McGown, A., Andrawes, K. Z., Wilson-Fahmy, R.F., Brady, K.C.. (1981). *Strength testing of geotechnical fabrics*. Suppl. Report 703, Transport and Road Research Laboratory, U.K..
- McGown, A., Andrawes, K. Z., Kabir, M.H. (1982). *Load-extension testing of geotextiles confined in soil*. Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, Vol.3, 793-798.
- McNulty, J.W. (1965). *An Experimental Study of Arching in Sand*. Rep. No-I- 674, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg.
- Pham, H. T. V., Suleiman, M. T., White, D.J. (2004). *Numerical analysis of geosynthetic – rammed aggregate pier supported embankments*. Geotechnical Special Publication No.126, ASCE, Vol.1, 657-664.
- Quaresma, M.G. (1992). *Comportement et modélisation d'un remblai sur sols mous renforcé par géotextile*. Tese de Doutorado. Universidade de Joseph Fourier, Grenoble I.
- Rao, K.N. (2006). *Numerical Modeling and Analysis of Pile Supported Embankments*. Dissertação de Mestrado. University of Texas at Arlington.
- Reid, W.M., Buchanan, N.W. (1984). *Bridge Approach Support Piling. Piling and Ground Treatment*. Proceedings of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations, 1984, London, 267-274.
- Rogbeck, Y., Alén, C., Frazén, G., Kjeld, A., Odén, K., Rathmayer, H., Want, A. Iseth, E. (2003). *Nordic Guidelines for reinforced soils and fills – Rev. B 2005*. Nordic Geosynthetics Group
- Russell, D., Pierpoint, N. (1997). *An assessment of design methods for piled embankments*. Ground Engineering, Vol. 21, 39-44.
- Russell, D., Naughton, P., Kempton, G. (2003). *A new design procedure for pile embankments*. 56<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference, Winnipeg, Canada, 858-865.
- Sieira, A.C.C.F. (2003). *Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha*. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Yeo, K.C. (1985). *The behaviour of polymeric grids used for soil reinforcement*. Ph.D. Thesis, University of Strathclyde, Glasgow.
- Layne GeoConstruction. (2008). *Jet grouting technical summary*. Obtido em Fevereiro de 2008. [http://www.laynegeo.com/jetgrouting\\_technical2.html](http://www.laynegeo.com/jetgrouting_technical2.html).